

Article principal
recouvrant en partie

la THESE présentée
pour l'obtention
du grade de DOCTEUR-INGENIEUR

A L'UNIVERSITE DE PARIS VI

par Monsieur Jacques ALEXANDRE

Sujet de la thèse : LE DILATOMETRE ANNULAIRE. Etude de la déformabilité à la traction des ciments, mortiers, bétons.

soutenue le : 16 juin 1972

devant la Commission d'examen composée de :

-MM. SIESTRUNCK

Président

VICHNIEVSKY

PELTIER

}

Examineurs



Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41547106_0013

N° d'enregistrement au C.N.R.S.

Article principal
recouvrant en partie

la THESE présentée
pour l'obtention
du grade de DOCTEUR-INGENIEUR

A L'UNIVERSITE DE PARIS VI

par Monsieur Jacques ALEXANDRE

Sujet de la thèse : LE DILATOMETRE ANNULAIRE. Etude de la déformabi-
lité à la traction des ciments, mortiers, bétons.

soutenue le : 16 juin 1972

devant la Commission d'examen composée de :

-MM. SIESTRUNCK	Président
VICHNIEVSKY	} Examineurs
PELTIER	



UNIVERSITY OF TORONTO
LIBRARY

IN THE
LIBRARY OF THE
UNIVERSITY OF TORONTO

A UNIVERSITY OF TORONTO

THE UNIVERSITY OF TORONTO
LIBRARY
100 St. George Street
Toronto, Ontario
M5S 1A5

UNIVERSITY OF TORONTO
LIBRARY
100 St. George Street
Toronto, Ontario
M5S 1A5



S O M M A I R E

I - PREMIERE PARTIE - LE DILATOMETRE ANNULAIRE DU CERILH.

I - 1	<u>GENERALITES, BASES ET BUTS DE LA RECHERCHE -</u> <u>PRINCIPE DU NOUVEL ESSAI</u>
I - 1,1	<u>GENERALITES - BASES ET BUTS DE LA RECHERCHE</u>
I - 1,2	<u>PRINCIPE DU NOUVEL ESSAI</u>
I - 1,3	<u>JUSTIFICATION DE LA FRETTE D'ACIER. AVANTAGES ET</u> <u>INCONVENIENTS</u>
I - 2	<u>REALISATION D'UN VERIN RADIAL - DIFFICULTES</u> <u>RENCONTREES</u>
I - 2,1	<u>LA MONTEE EN PRESSION ET LE CIRCUIT HYDRAULIQUE</u>
I - 2,2	<u>DIMENSIONS DIVERSES</u>
I - 3	<u>THEORIE DU DILATOMETRE A JOINT GONFLABLE</u>
I - 3,1	<u>THEORIE DE L'APPAREIL - CALCUL DE LA CONTRAINTE</u> <u>DE RUPTURE A LA TRACTION DANS L'HYPOTHESE</u> <u>ELASTIQUE</u>
I - 3,2	<u>ALLURE DES DIAGRAMMES</u>
I - 4	<u>LA MESURE - EQUIPEMENT ELECTRONIQUE DU</u> <u>DILATOMETRE</u>
I - 4,1	<u>POURQUOI UNE MESURE ELECTRONIQUE ?</u>
I - 4,2	<u>L'EQUIPEMENT ELECTRONIQUE DU DILATOMETRE -</u> <u>SES PERFORMANCES</u>
I - 4,21	<u>La chaîne des déformations</u>

I - 4,22	<u>La chaîne de pression</u>
I - 4,23	<u>L'enregistreur xy</u>
I - 4,24	<u>Performances de l'équipement électronique</u>
I - 5	<u>PROCESSUS OPERATOIRE</u>
I - 5,1	<u>CONFECTION DE L'EPROUVETTE</u>
I - 5,2	<u>REGLAGE DE L'APPAREILLAGE ELECTRONIQUE</u>
I - 5,3	<u>ESSAI</u>
I - 5,4	<u>VITESSE DE MONTEE EN CHARGE</u>
I - 6	<u>MISE AU POINT DE L'APPAREILLAGE</u>
I - 6,1	<u>ETALONNAGE DES FRETES</u>
I - 6,2	<u>VERIFICATIONS</u>

II - DEUXIEME PARTIE - CAPACITE DE DEFORMATION A LA RUPTURE PAR TRACTION ET DEFORMABILITE DES LIANTS HYDRAULIQUES.

II - 1	<u>EVOLUTION DANS LE TEMPS DE LA CAPACITE DE DEFORMATION D'UN CIMENT COMMERCIAL COURANT - DISPERSION DES ESSAIS</u>
II - 1,1	<u>EVOLUTION DANS LE TEMPS DE LA CAPACITE DE DEFORMATION A LA RUPTURE PAR TRACTION D'UN CIMENT PORTLAND COURANT</u>
II - 1,2	<u>DISPERSION DES ESSAIS AUX DIFFERENTS AGES</u>
II - 1,3	<u>CAUSES DE DISPERSION DES ESSAIS</u>
II - 1,4	<u>COMPARAISON STATISTIQUE DE DEUX CIMENTS PORTLANDS</u>
II - 1,5	<u>ESSAIS EFFECTUES AUX ECHEANCES PRECOCES</u>
II - 1,6	<u>PREMIERES CONCLUSIONS</u>

II - 2	<u>INFLUENCE DE LA NATURE DU CIMENT ET DE L'HUMIDITE RELATIVE DU MILIEU DE CONSERVATION-- DEFINITION DE LA DEFORMABILITE</u>
II - 2,1	<u>ESSAIS COMPARATIFS EFFECTUES SUR DIFFERENTS CIMENTS COMMERCIAUX EN ATMOSPHERE HUMIDE</u>
II - 2,11	<u>Incidence de la nature du ciment sur la capacité de déformation en atmosphère humide</u>
II - 2,12	<u>Définition de la déformabilité du matériau</u>
II - 2,13	<u>Mesure de la contrainte de rupture à la traction</u>
II - 2,14	<u>Influence de la nature du ciment sur la défor- mabilité en atmosphère humide</u>
II - 2,2	<u>ESSAIS COMPARATIFS EFFECTUES SUR DIFFERENTS CIMENTS COMMERCIAUX EN ATMOSPHERE SECHE</u>
II - 2,3	<u>ESSAIS COMPARATIFS EFFECTUES SUR DES CIMENTS PORTLANDS DE COMPOSITIONS POTENTIELLES DIFFERENTES</u>
II - 2,31	<u>Incidence de la composition potentielle sur les capacités de déformation</u>
II - 2,32	<u>Incidence de la composition potentielle sur D</u>
II - 2,33	<u>Incidence des résistances mécaniques sur ϵ et D</u>
II - 2,34	<u>Conclusions</u>
II - 3	<u>INFLUENCE D'UNE INCORPORATION AU CLINKER DE FILLER CALCAIRE SUR LA DEFORMABILITE DU LIANT</u>
II - 3,1	<u>GENERALITES, OBJET DE LA RECHERCHE</u>
II - 3,2	<u>PROGRAMME DE L'ETUDE ET CONDITIONS DES ESSAIS</u>
II - 3,3	<u>INCIDENCE DE LA FILLERISATION SUR LA CAPACITE DE DEFORMATION ET LA DEFORMABILITE DES LIANTS</u>
II - 3,4	<u>CORRELATION ENTRE DEFORMABILITE, FRAGILITE ET RESISTANCES MECANIQUES</u>
II - 3,5	<u>ESSAIS EFFECTUES SUR DES LIANTS FILLERISES COMMERCIAUX</u>
II - 3,6	<u>PROLONGEMENTS</u>
II - 3,7	<u>GRAVES ROUTIERES AUX CIMENTS FILLERISES</u>

II - 4	<u>INFLUENCE DE LA FINESSE DU LIANT SUR LA</u> <u>DEFORMABILITE A LA TRACTION ET AUTRES PROPRIETES</u> <u>DES MORTIERS ET BETONS</u>
II - 4,1	<u>ESSAIS EFFECTUES SUR PATE PURE</u>
II - 4,11	<u>Temps de fissurabilité à l'anneau</u>
II - 4,12	<u>Capacité de déformation à la rupture par traction</u> <u>annulaire et déformabilité</u>
II - 4,13	<u>Vitesse du son</u>
II - 4,14	<u>Résistances mécaniques et fragilité</u>
II - 4,2	<u>ESSAIS EFFECTUES SUR MORTIER</u>
II - 4,21	<u>Capacité de déformation à la rupture par traction</u> <u>annulaire et déformabilité</u>
II - 4,22	<u>Vitesse du son</u>
II - 4,23	<u>Résistances mécaniques en traction par</u> <u>flexion et compression - Fragilité</u>
II - 4,3	<u>CONCLUSIONS</u>
II - 5	<u>ETUDE DE L'INFLUENCE DU RAPPORT E/C SUR LA</u> <u>DEFORMABILITE A LA TRACTION ET AUTRES PROPRIETES</u> <u>DES MORTIERS ET BETONS</u>
II - 5,1	<u>ESSAIS EFFECTUES SUR MORTIER</u>
II - 5,11	<u>Capacité de déformation à la rupture par traction</u> <u>annulaire et déformabilité</u>
II - 5,12	<u>Vitesse du son</u>
II - 5,13	<u>Résistances mécaniques - Fragilité</u>
II - 5,14	<u>Conclusions sur mortier 1/3 130</u>

II - 5,2	<u>ESSAIS EFFECTUES SUR MICROBETON</u>
II - 5,21	<u>Capacité de déformation à la rupture par</u> <u>traction annulaire et déformabilité</u>
II - 5,22	<u>Vitesse du son</u>
II - 5,23	<u>Résistances mécaniques et fragilité</u>
II - 5,24	<u>Conclusions sur microbéton</u>
II - 6	<u>ETUDE DE L'INFLUENCE DU DOSAGE EN CIMENT SUR</u> <u>LA DEFORMABILITE A LA TRACTION ET AUTRES PROPRIETES</u> <u>DU MATERIAU</u>
II - 7	<u>ANNEXE : OBSERVATION AUX ULTRA-VIOLETS DES DIFFERENTS</u> <u>MODES DE FISSURATION</u>

III - TROISIEME PARTIE - CONCLUSIONS GENERALES

III - 1	<u>CAPACITE DE DEFORMATION ET RESISTANCES -</u> <u>LABORATOIRE ET CHANTIER</u>
III - 2	<u>COMPORTEMENT DU MATERIAU A LA TRACTION</u>
III - 3	<u>DEFORMABILITE ET FLUAGE</u>
III - 4	<u>DEFORMABILITE ET RESISTANCES MECANIQUES</u>
III - 5	<u>DEFORMABILITE ET FISSURATION</u>
III - 6	<u>PERSPECTIVES</u>

PREMIERE PARTIE

LE DILATOMETRE ANNULAIRE DU CERILH

I - 1 GENERALITES, BASES ET BUT DE LA RECHERCHE

PRINCIPE DU NOUVEL ESSAI

I - 1,1 GENERALITES - BASES ET BUTS DE LA RECHERCHE

Dans sa note du 8 février 1967, Monsieur R. PELTIER, Directeur Général du CERILH, introduisait dans ce laboratoire la définition d'une nouvelle caractéristique des ciments : la capacité de déformation à la rupture par traction. En même temps, il donnait le principe d'un appareil appelé dilatomètre annulaire et destiné à mesurer cette capacité.

Nous nous sommes depuis attachés à la réalisation de cet appareil d'essai et à la mesure de cette capacité de déformation.

Cette préoccupation s'explique par la nécessité de compléter les critères de qualité des ciments et bétons. On peut en effet penser que "la course aux résistances" observée ces dernières années -la résistance à la compression d'un béton n'est pas sa seule caractéristique de qualité et peut même ne pas être la caractéristique principale recherchée- risque de nuire à d'autres qualités du béton. Parmi ces dernières, les utilisateurs recherchent souvent la "non-fissurabilité", sans posséder d'essai de laboratoire précis permettant de la caractériser.

Certains imposent au ciment des spécifications indirectes, comme le temps de fissuration à l'anneau de pâte pure qui n'offre qu'un résultat difficilement interprétable et ne possède de ce fait qu'une signification très réduite.

Ce dernier essai consiste en effet à couler un anneau de pâte pure de ciment autour d'un noyau circulaire d'acier indéformable. La conservation spécifiée par la feuille de documentation FDP 15.434 est de 50 %

d'humidité relative à 20°C, ce qui correspond à une évaporation importante et à un retrait sévère. On note le temps qui s'écoule entre le moment où l'anneau est placé dans son milieu de conservation et le moment de la fissuration. En réalité dans cet essai où l'on ne sait distinguer la part du retrait de celles de la perméabilité du ciment, de sa déformation et de sa résistance à la traction, la fixation d'une température et d'une humidité relative données ne suffit pas à caractériser un mode de conservation. En fait, les variations dimensionnelles sont liées à l'évaporation qui est elle-même fonction de :

- la température,
- l'humidité relative,
- le débit d'air.

Ce dernier paramètre n'est pas précisé dans les normes actuelles sur les liants hydrauliques. La vitesse de l'air, sa turbulence, la position relative des éprouvettes dans le courant gazeux paraissent difficilement susceptibles d'être normalisées bien que jouant un très grand rôle. La fixation arbitraire d'une barrière, d'une performance minimale (temps médian de fissuration de trois anneaux, supérieur ou au moins égal à 15 heures) est évidemment le point le plus contestable de cette spécification.

Le même ciment peut essuyer un refus dans un laboratoire A qui trouve un temps médian de fissuration de 13 heures et obtenir l'agrément dans un laboratoire B qui trouve un temps de 17 heures.

Encore sommes-nous très loin, dans le cas cité, des différences pouvant être observées entre deux mesures pratiquées par un même laboratoire, et a fortiori par deux laboratoires différents, tant est grande la dispersion de cet essai. On estime le coefficient de variation de cet essai à 50 %, si toutefois la notion de coefficient de variation a encore un sens pour des valeurs aussi élevées.

Peut-être le temps de fissuration constitue-t-il une indication utile à l'intérieur d'un laboratoire,

mais la réglementation ne paraît pas en accord avec l'aspect scientifique de l'expérimentation lorsqu'elle assortit d'une sanction le résultat d'un essai d'interprétation douteuse.

De plus, la relation entre l'essai de fissurabilité à l'anneau de pâte pure et la fissuration du béton que l'on observe sur chantier n'a jamais été clairement mise en évidence. Le temps de fissuration ne représente ni une déformation, ni une contrainte admissible par la pâte. Il est connu que l'on peut allonger ce temps par une légère adjonction au ciment de produits fins dont l'action sur la fissuration du béton de chantier est hypothétique. La botte a donc une parade, mais il n'est pas sûr qu'elle aille dans le sens d'une amélioration des qualités du béton.

Il convient de dire que certaines administrations ont cru remarquer une corrélation non négligeable entre le temps de fissuration à l'anneau et la propension du béton à se fissurer sur chantier, mais il n'existe pas à notre connaissance et sur ce sujet de référence bien convaincante.

Les détracteurs comme les partisans de l'essai à l'anneau -les uns estiment qu'il a le tort, les autres le mérite d'exister- sont également conscients des imperfections de cet essai mais aussi des problèmes que pose la fissuration pour la durabilité du béton.

Tout le monde s'accorde d'ailleurs à reconnaître que le processus de fissuration tel qu'il se présente dans l'essai à l'anneau de pâte pure est rare et en général secondaire. Le retrait hydraulique n'est pas le principal facteur de fissuration, le retrait thermique a un rôle beaucoup plus important, ainsi que les déformations relevant de causes mécaniques (tassements de terrain, surcharges, mouvements de sol, ...). Ces différentes causes sont traitées de manière très détaillée et illustrées de nombreux exemples dans l'ouvrage de A. JOISEL

'Les fissures du ciment' (Editions STAR). La pâte pure n'est d'ailleurs utilisée que de façon exceptionnelle dans le bâtiment et les travaux publics.

La fissurabilité du ciment, ou encore sa propension à la fissuration sont des notions mal définies et relativement abstraites.

On sait en effet ce qu'est une fissure : on la voit, on peut en mesurer la largeur. On peut encore définir la fissuration : c'est le processus de formation d'une ou plusieurs fissures, lorsque la résultante des différentes contraintes de traction est devenue supérieure à la résistance locale du matériau à la traction. Par contre, la notion de fissurabilité est une notion de caractère métaphysique, ou mystique. Elle ne répond, à notre connaissance, à aucune définition précise mais se réfère plutôt à des essais technologiques qui sont censés la représenter. L'étude approfondie de ces essais montre toujours qu'ils ne prennent en compte qu'une partie des facteurs de la fissuration.

Il n'entre pas dans notre intention de définir la fissurabilité dans le cadre de nos travaux, ce qui nous paraît à la fois trop ambitieux et trop peu réaliste.

Et puisque nous nous proposons d'étudier la fissuration, phénomène qui correspond toujours à une déformation quelle qu'en soit la cause, nous tiendrons donc langage de 'déformation' et de 'déformabilité' non sans en avoir en temps utile précisé les définitions.

C'est l'optique dans laquelle nous avons entrepris la construction du dilatomètre du CERILH, puis l'exploitation de ses résultats.

Le nouvel appareil se propose d'appréhender le problème de la fissuration par le biais de la déformabilité, mesure précise de laboratoire.

I - 1,2 PRINCIPE DU NOUVEL ESSAI

Selon Monsieur R. PELTIER, "le principe du nouvel essai consiste alors à améliorer l'ancien essai à l'anneau, en lui donnant en quelque sorte un degré de liberté supplémentaire, et en permettant de soumettre l'anneau de ciment ou de mortier à des déformations programmées à l'avance et mesurées avec précision".

Il convient d'insister sur l'intérêt de la forme annulaire qui permet de supprimer les problèmes d'ancrage (le béton jeune ne peut être ni serré entre des mâchoires, ni collé).

Il nous paraît important de préciser à ce sujet qu'antérieurement au CERILH, le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées a mis au point un essai analogue dit "de traction annulaire", mais l'appareil et la méthode d'essai sont assez différents. Cela nous paraît significatif : d'un point de vue peut-être différent, fabricants et utilisateurs du ciment ont des préoccupations communes.

Principes de l'appareil

L'appareil se compose d'un anneau métallique assez mince, remplaçant le noyau d'acier de l'essai classique, autour duquel est coulé un anneau de pâte pure, mortier ou béton. L'épaisseur de l'anneau d'acier est choisie de façon à "intégrer le retrait", c'est-à-dire à éviter toute déformation du ciment, avant et pendant la prise et le début du durcissement. Après gâchage les éprouvettes sont conservées dans des conditions que l'on déterminera dans la première partie de la recherche technologique proprement dite. A une échéance donnée (le temps est également un paramètre de la recherche), l'anneau composite mortier/métal est introduit sur un vérin circulaire radial qui se déforme en permettant d'exercer une pression hydrostatique élevée sur la face interne de l'anneau composite.

On fait croître cette pression jusqu'à la rupture de l'anneau de mortier. On mesure alors la déformation de l'anneau au moment de la rupture. La valeur trouvée définit la "capacité de déformation à la rupture par traction" du ciment, mortier ou béton ayant servi à la confection de l'anneau. C'est la caractéristique principale recherchée dans cet essai.

On peut en déduire aussi, par le calcul, les valeurs de la résistance à la traction et du module de rupture en traction de l'éprouvette. Mais ces déterminations ne peuvent être qu'approchées (elles font en effet intervenir des hypothèses de résistance des matériaux, notamment sur le comportement élastique ou plastique du matériau, hypothèses dont les limites de validité sont en général mal définies).

I - 1,3 JUSTIFICATION DE LA FRETTE D'ACIER - AVANTAGES ET INCONVENIENTS

On peut s'étonner que la transmission de la déformation du vérin au mortier se fasse par l'intermédiaire d'un anneau d'acier, dont les caractéristiques mécaniques et notamment le module d'élasticité sont beaucoup plus élevés que ceux du mortier ou du béton d'essai. Il est important que soient exposées dès maintenant les motivations de ce choix :

- L'anneau d'acier permet "d'intégrer le retrait" des bétons dans leur jeune âge, c'est-à-dire de travailler à déformation pratiquement nulle pendant la prise et le début du durcissement. C'est là une condition généralement rencontrée dans les ouvrages d'art pour les zones du béton les plus exposées à la fissuration.
- Il permet d'obtenir une surface interne de l'anneau de mortier cylindrique avec une excellente précision.
- Il permet, lors du démoulage, de retirer aisément le simbleau (ou noyau central du moule) qui sert à centrer

l'anneau composite.

- Si l'on effectue la mesure à retrait intégré (jusqu'à 24 heures) ou nul (conservation en atmosphère humide), la cote initiale de l'anneau sert de point zéro précis à la déformation exercée par le vérin.
- Il permet d'assurer une bonne répartition transversale des contraintes.
- Enfin, les caractéristiques de l'acier (résistances mécaniques, limite d'élasticité, homogénéité, module d'élasticité) sont plus constantes et mieux connues que celle de tout autre matériau utilisable (téflon, plexiglass, tubes de leucoflex ou d'afcodur). On peut de plus usiner l'acier avec une plus grande précision. Par contre l'anneau d'acier présente certains inconvénients qu'il convient de signaler et de situer à leur juste importance :

- d'une part, il possède un très haut module d'élasticité (de l'ordre de 2.10^6 bars) qui a pour effet de dissimuler toutes les fines variations du module de l'anneau de ciment ou de mortier et rend extrêmement délicate l'interprétation des diagrammes obtenus sur des matériaux jeunes ou de très faible résistance,

- d'autre part, et bien que l'étalonnage des anneaux montre des variations faibles de module d'une frette à l'autre, il n'est pas pensable du point de vue de la technologie de l'essai, d'affecter chaque frette d'un module différent. L'erreur ainsi commise peut être importante pour les matériaux de très faible résistance.

Note :

D'autres appareils, basés aussi sur le principe de la traction annulaire, sont ou ont été utilisés en France et à l'étranger pour différents usages.

Citons les deux appareils du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, l'un destiné aux essais à déformation imposée (noyau central extensible), l'autre aux essais

à pression imposée (vessie annulaire gonflable). Le second de ces appareils est assez semblable au dilatomètre CERILH mais la pression est appliquée par l'intermédiaire d'une frette intérieure en altuglas dont le module est environ cent fois inférieur à celui de la frette d'acier, donc inférieur à celui du mortier d'essai (M. BRACHET-ROLLAND, S. BRETONNIERE).

Mais la plupart des appareils de ce type sont utilisés pour la détermination de la résistance à la traction du mortier ou béton d'essai. Citons les dispositifs utilisés au Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics par A. ILIANTZIS et, à l'étranger, par V.M. MALHOTRA, N.G. ZOLDNERS et H.M. WOODROOFE (Canada) ainsi que par B. MAYFIELD (Grande-Bretagne). Dans ces appareils, la pression est appliquée directement sur l'anneau d'essai sans l'intermédiaire d'une frette. D'après K. KOMLOS (Tchécoslovaquie) ce serait un chercheur soviétique, A.E. DESOV qui aurait eu le premier l'idée en 1953 de mesurer la résistance à la traction par traction annulaire.

I - 2

REALISATION D'UN VERIN RADIAL A JOINT GONFLABLE

La réalisation du vérin radial, dont les difficultés furent nombreuses, a constitué une part importante de notre travail.

Après plusieurs échecs -3 types différents de vérin ont été successivement étudiés sans succès- nous avons choisi une solution dite "vérin à joint gonflable".

Dans cette solution, un joint de caoutchouc à lèvres toriques est rendu solidaire par collage d'une bague d'acier, l'ensemble formant chambre de compression étanche (figures n°1 et 2).

L'originalité de cette solution réside dans le collage, qui permet d'éviter les inconvénients du serrage

et d'assurer un travail normal du caoutchouc. Le problème se posait comme un compromis entre la dureté du caoutchouc et son élasticité. En effet, le risque d'extrusion entre frette et vérin nécessitait l'emploi d'un caoutchouc de dureté élevée, donc chargé en carbone. Mais un tel caoutchouc présente des caractéristiques élastiques médiocres. Or ce sont les forces de rappel élastique qui conditionnent le retour du joint à la descente en pression. De plus le caoutchouc utilisé devait présenter un excellent comportement à l'huile puisqu'il s'agissait d'un vérin hydraulique.

Ces différentes conditions ont pu être réunies par un néoprène de dureté shore égale à 80.

Ce type de joint fut donc adopté ; il fonctionne de manière satisfaisante, sa dureté d'utilisation est un peu supérieure à 1 an.

I - 2,1 LA MONTEE EN PRESSION ET LE CIRCUIT HYDRAULIQUE (Figure n°3)

La chambre de compression est reliée à un vérin de type courant qui se compose d'une vis plongeant dans une capacité d'huile. La commande de la vis se fait par volant. Les caractéristiques de la capacité sont les suivantes :

Ø piston : 20 mm
Volume : 31,4cm³

le vérin à joint gonflable ainsi réalisé permet l'application sur la frette d'acier d'une pression hydraulique qui peut aller de 0 à 90 bars.

I - 2,2 DIMENSIONS DIVERSES

Le schéma, en coupe, du vérin radial muni de l'anneau d'essai est donné sur la figure n°1.

Rappelons en les cotes principales :

Epaisseur du joint gonflable : 5 mm
Diamètre du vérin à joint gonflable : 240 mm

Frette d'acier	(Ø intérieur	:	240 mm
	(Ø extérieur	:	250 mm
	(épaisseur	:	5 mm
Anneau de mortier	(Ø intérieur	:	250 mm
	(Ø extérieur	:	330 mm
	(épaisseur	:	40 mm
	(section	:	40 x 40 mm ²

I - 3 THEORIE DU DILATOMETRE A JOINT GONFLABLE

I - 3,1 THEORIE DE L'APPAREIL - CALCUL DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE A LA TRACTION DANS L'HYPOTHESE ELASTIQUE

Si l'on appelle σ_a la contrainte moyenne de traction dans l'acier, σ_b la contrainte moyenne de traction dans le béton, l'équilibre peut s'écrire, par projection des forces sur un plan diamétral :

$$p \times 2 R \times h = 2 \sigma_a a h + 2 \sigma_b b h$$

On limite l'hypothèse élastique au cas de l'acier, qui travaille très en dessous de sa limite élastique, et l'on suppose négligeables les contraintes parasites dues à l'ovalisation de la frette.

L'équation de l'appareil est donc, après simplification de la formule précédente :

$$p R = a \sigma_a + b \sigma_b \quad (1)$$

où : p = pression intérieure hydrostatique

R = rayon intérieur de la frette d'acier ($R = 120\text{mm}$)

a = épaisseur de l'anneau d'acier ($a = 5\text{ mm}$)

b = épaisseur de l'anneau de béton ($b = 40\text{ mm}$)

Soit ϵ la déformation mesurée, qui est la même pour l'acier et le béton voisin, on a :

$$\epsilon = \frac{\Delta R}{R} = \frac{\sigma_a}{E_a} \quad (2)$$

Des équations (1) et (2), on tire la relation contrainte-déformation dans le mortier.

$$\sigma_b = \frac{pR}{b} - \frac{a}{b} \cdot E_a \cdot \epsilon \quad (3)$$

Il s'agit là d'une différence entre deux termes voisins. On conçoit donc qu'il est important de mesurer p et ϵ avec précision. Quant au terme E_a , il est obtenu par un essai à vide, c'est-à-dire sur la frette d'acier sans mortier. On a alors :

$$pR = a\sigma'_a \quad \text{avec} \quad \sigma'_a = \epsilon E_a$$

d'où : $E_a = \frac{pR}{a\epsilon}$

Cet essai à vide constitue en quelque sorte un étalonnage de l'appareil permettant, si besoin est, de corriger la valeur de E_a à prendre dans la formule en tenant compte des constantes de l'appareil.

Notes importantes :

1) La formule (1) n'est qu'approximative puisqu'elle consiste à prendre en considération des contraintes moyennes σ_a et σ_b dans l'acier et le béton alors qu'en toute rigueur la contrainte σ de traction en un point situé à une distance r du centre est fonction de r .

On peut aussi calculer d'une manière plus rigoureuse la contrainte de rupture par la théorie de l'élasticité (J. COURBON - Cours de Résistance des Matériaux, DUNOD, IV, D, 3).

L'équilibre d'une couche cylindrique de révolution s'écrit en effet :

$$EU = (1-\sigma) \frac{p_i r_i^2 - p_e r_e^2}{r_e^2 - r_i^2} r + (p_i - p_e) \frac{r_i^2 r_e^2}{r_e^2 - r_i^2} \frac{1 + \sigma}{r}$$

où : U est le déplacement dirigé suivant le rayon,
 p_i pression intérieure,
 p_e pression extérieure,
 r_i rayon intérieur,
 r_e rayon extérieur,
 σ coefficient de Poisson.

La déformation ϵ en un point courant situé à une distance r du centre est :

$$\epsilon = \frac{U}{r}$$

ce qui permet d'écrire :

$$\epsilon = \frac{1-\sigma}{E} \frac{p_i r_i^2 - p_e r_e^2}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{1+\sigma}{E} (p_i - p_e) \frac{r_i^2 r_e^2}{r_e^2 - r_i^2} \cdot \frac{1}{r^2} \quad (1)$$

L'équation (1) peut être appliquée successivement à l'équilibre de la frette d'acier puis à celui de l'anneau de mortier.

2) La pression p_0 exercée par le vérin sur la frette d'acier est une fonction de la pression hydraulique p à l'intérieur du vérin. Au début de la montée en pression, l'influence du joint en caoutchouc est très difficile à définir d'autant qu'elle interfère avec le centrage et la désovalisation qui dépendent tous deux de la frette d'acier. On ne peut alors définir $p_0 = f(p)$.

Au-delà d'une certaine pression, l'influence du joint de caoutchouc devient négligeable, le centrage et la désovalisation ne jouent plus, et l'on a pratiquement $p \approx p_0$.

On ne peut prendre en compte les valeurs des contraintes correspondant à de faibles valeurs de p .

I - 3,2 ALLURE DES DIAGRAMMES

Dans la plupart des cas, au-delà d'une certaine résistance, le matériau d'essai ne semble pas présenter de zone plastique, du moins dans les conditions de l'essai où la montée en charge est rapide. La courbe de déformation en fonction de la pression hydraulique est une droite brusquement interrompue à la rupture.

Ce type de diagramme est représenté schématiquement sur la figure n°4.

Si l'on continue à monter en pression la courbe

trouvée présente un changement de pente très net et l'on passe progressivement à la courbe de déformation de l'acier seul, le frettage de l'anneau de mortier rompu et l'adhérence n'ayant plus alors d'incidence.

I - 4 LA MESURE - EQUIPEMENT ELECTRONIQUE DU DILATOMETRE

I - 4,1 POURQUOI UNE MESURE ELECTRONIQUE ?

Une première version de l'appareil avait été équipée de comparateurs mécaniques au micron, au nombre de 3, disposés à 120° autour de l'anneau de mortier dont ils mesuraient donc la déformation radiale en 3 points. La pression était lue sur un manomètre situé à l'avant de l'appareil.

Cette première solution présentait le mérite d'une très grande simplicité mais on s'aperçut très vite qu'il était pratiquement impossible d'estimer visuellement le moment précis de la fissuration. L'apparition de la fissure était vraisemblablement antérieure au moment de sa découverte par l'opérateur. De plus, dans le cas où la fissure se produisait avec netteté, on observait un brusque saut de l'aiguille des comparateurs mais l'opérateur ne pouvait enregistrer la mesure qu'après ce saut, trouvant de ce fait des valeurs supérieures aux déformations réelles à la rupture.

Il était aussi pratiquement impossible de déceler sur un manomètre la faible chute de pression résultant de la rupture de l'anneau, la lecture simultanée de la pression et la triple lecture des comparateurs ne pouvant en fait être effectuées qu'après la fissure.

Toutes ces raisons nous ont conduits à choisir une mesure électronique avec enregistrement du diagramme pression/déformation. Dans cette dernière version les comparateurs mécaniques ont fait place à des capteurs de déplacement, la mesure de la pression étant effectuée par un capteur de pression à jauges de contraintes. Les signaux

"déplacement" et "pression" sont envoyés sur les entrées d'un enregistreur en xy.

Nous allons nous attarder un peu sur la description de cet appareillage car le problème de la précision et de la fidélité de la mesure est l'un des plus importants.

I - 4,2 L'EQUIPEMENT ELECTRONIQUE DU DILATOMETRE -
SES PERFORMANCES

I - 4,21 La chaîne des déformations

Elle se compose de trois capteurs de déplacement et d'une électronique chargée de sommer les signaux transmis par les capteurs (figure n°5).

Les 3 palpeurs de déplacement ont été disposés à 120° (figure n°6) autour du vérin annulaire, chacun étant doté d'un double mouvement :

- de rotation permettant l'effacement des palpeurs lors de la mise en place de l'éprouvette,
- de translation permettant de rapprocher la touche du capteur de l'éprouvette jusqu'à ce que l'on se trouve dans la plage de réglage électrique du zéro. Il y a donc un réglage mécanique grossier, qui permet tout de même une précision d'approche inférieure à 0,01 mm, suivi d'un fin réglage électrique potentiométrique.

L'appareil comporte trois échelles : $\pm 100\mu\text{m}$, $\pm 30\mu\text{m}$, $\pm 10\mu\text{m}$ et possède trois touches A, B, C permettant à tout instant de lire sur l'instrument indicateur ou de transmettre à un enregistreur :

- Le signal émis par un des capteurs, A par exemple, en appuyant simplement sur la touche A. Cette opération permet aussi la mise à zéro de chaque capteur séparément.
- La somme des signaux émis par les capteurs (A + B + C), en maintenant enclenchées les touches A, B, C. Cette opération permet d'abord de vérifier le zéro de la chaîne (A + B + C = 0) après avoir fait successivement le zéro de chaque capteur (A = 0, B = 0, C = 0). Elle est aussi l'opération la plus importante car elle permet de sommer les déformations de l'éprouvette sur trois rayons situés

à 120° autour du vérin. La déformation totale (ou plutôt le signal qui la représente) est envoyée en abscisse sur un enregistreur en xy.

Chacun des capteurs de déplacement a une course de ± 1 mm.

I - 4,22 La chaîne de pression

La pression est mesurée à l'aide d'un capteur de pression absolue d'étendue 0 - 105 bars dont l'élément détecteur est une membrane. La déformation de cette dernière est transmise à un pont de jauges de contrainte normalement équilibré au zéro.

Sous l'influence de la pression se produit une déformation des branches du pont, donc une variation de résistance qui engendre un signal électrique proportionnel à la pression mesurée.

L'alimentation nominale du capteur de pression est de 10 V continu. Elle est assurée par une alimentation stabilisée.

L'appareil d'essai est équipé d'un manomètre de contrôle permettant à l'opérateur de détecter un fonctionnement anormal, par exemple un dérèglement de l'appareillage électronique (figure n°3).

Le signal de sortie du capteur de pression est envoyé en ordonnée sur l'enregistreur xy.

I - 4,23 L'enregistreur en xy

L'enregistreur, qui reçoit deux signaux indépendants sous forme de tensions ($x = \Sigma \Delta R$ = somme des déformations sur trois rayons situés à 120° autour du vérin, y = pression hydraulique dans le vérin) trace le diagramme de la relation entre x et y lorsque les signaux varient.

Chaque axe possède quatre sensibilités avec possibilité de réglage du gain de façon continue.

I - 4,24 Performances de l'équipement électronique

Sur la gamme la plus sensible de l'enregistreur, 1 cm représente 0,2 mV.

Le capteur de pression délivre 3 mV par volt d'alimentation à pleine échelle, c'est-à-dire à 105 bars. Lorsqu'il est alimenté sous 10 volts, 105 bars correspondent donc à 30 mV.

On voit que la meilleure lecture de pression possible sur l'enregistreur est $\frac{105 \times 0,2}{30} = 0,7$ bar/cm.

Il est facile d'estimer le millimètre, donc 0,07 bar.

Du point de vue des déformations, on peut lire un déplacement $\Delta R = 1 \mu$ sur une plage de 10 cm, ce qui fait correspondre au millimètre le centième de micron. Notons tout de même qu'une telle précision est sujette à de nombreuses réserves et ne présente d'ailleurs pas d'intérêt pratique dans la mesure qui fait l'objet de cette recherche.

I - 5 PROCESSUS OPERATOIRE

I - 5,1 CONFECTION DE L'EPROUVETTE

L'atelier du CERILH a conçu un moule (figure n°7) permettant la mise en place et le démoulage facile des anneaux de mortier et de leur frette. Après gâchage du mortier ou du béton d'essai, la mise en place se fait à la table vibrante pendant un temps donné, ce temps est de une minute pour le mortier 1/3 ISO. Au cours de cette opération, le moule est recouvert d'un chapeau venant s'ajuster sur la frette et permettant d'éviter que des coulées de laitance ne se glissent entre la frette et le simbleau et ne gênent le démoulage. Après arasement, le chapeau est retiré et le moule déposé dans l'atmosphère de conservation désirée. A 24 heures, ou avant dans le cas d'essais sur bétons très jeunes, est effectué le démoulage. Il est important qu'aucune contrainte ne soit exercée pendant

cette opération sur l'anneau de béton frais. Après démoulage, la partie intérieure de la frette d'acier est nettoyée très soigneusement et l'anneau peut être, soit conservé en milieu convenable si l'échéance de l'essai est ultérieure, soit placé sur le vérin radial si l'essai a été prévu à 24 heures.

Remarques :

Le temps de confection d'une éprouvette annulaire est de l'ordre de 10 à 15 minutes. Le volume de mortier à gâcher est très voisin du double d'une gâchée normale NF P 15 403.

(C'est-à-dire : 2 sacs de sable normal de 1350 g, 2x450 g de ciment, 450 g d'eau pour $E/C = 0,50$).

I - 5,2 REGLAGE DE L'APPAREILLAGE ELECTRONIQUE

Les capteurs de déplacement, qui ont subi une rotation de 90° au moment de l'introduction de l'anneau autour du vérin, sont placés au contact du mortier par une rotation inverse de même valeur. On commute alors l'interrupteur de l'alimentation stabilisée et l'on règle la tension délivrée sur 10 volts, tension normale d'alimentation du capteur de pression. Sur le cadran de l'électronique de mesure on positionne successivement chacun des trois palpeurs à son zéro électrique, d'abord à l'aide de la vis molletée de translation située en arrière du capteur, puis par un fin réglage potentiométrique effectué sur la plus petite capacité de mesure. On vérifie ensuite, sur cette même capacité que la somme des signaux ($A + B + C$) est nulle (c'est-à-dire $x = \sum \Delta R = 0$). On commute alors sur une capacité de mesure compatible avec la mesure que l'on se propose d'effectuer (en général $\pm 100 \mu m$). On met alors en marche l'enregistreur et l'on fait le cadrage convenable qui fixe l'origine des abscisses et des ordonnées.

I - 5,3 ESSAI

Lorsque les différents réglages sont terminés, on monte en pression à l'aide du volant jusqu'à obtenir le contact vérin-frette.

La pression nécessaire à ce contact a pu être estimée, elle est de l'ordre de 0,2 bar. On n'observe pas en général à cette pression de déplacement. On continue ensuite lentement et régulièrement la montée en pression en observant attentivement la courbe obtenue. L'essai prend fin à la rupture de l'anneau qui se traduit en général sur le diagramme par une déformation brusque que peut accompagner une légère chute de pression (figure n°8). La durée totale de l'essai (réglages et montée en charge) est de l'ordre de 5 à 6 minutes.

On peut diviser l'échelle des déformations par 3 si l'on veut obtenir immédiatement la déformation moyenne selon un rayon, soit $\frac{\Sigma \Delta R}{3}$.

Il est facile de jouer sur le réglage du gain de l'enregistreur pour faciliter au maximum la lecture. On prend en général :

- en abscisse : 1 mm = 1 μ m
- en ordonnée : 1 cm = 2 bars

I - 5,4 VITESSE DE MONTEE EN CHARGE

On a placé sur le devant de l'appareil un index tournant à vitesse constante afin que l'opérateur dispose, lorsqu'il tourne le volant de montée en charge, d'un contrôle sommaire de vitesse.

La montée en charge ainsi obtenue n'est pas constante (il n'y a pas de relation linéaire entre le nombre de tours de volant et la pression dans le vérin ; la montée en charge s'accélère lorsque la pression s'élève) mais la courbe de montée en charge a toujours la même allure ce qui paraît suffisant.

Il ne semble pas qu'une régulation plus poussée de la montée en pression s'impose. Des essais -limités il est vrai- de variation de la vitesse de montée en charge, au cours desquels cette dernière a varié de 1 à 5 (durée de l'essai : 5 à 25 minutes) n'ont pas mis en évidence de différence significative sur les résultats obtenus (déformations et contraintes).

I - 6 MISE AU POINT DE L'APPAREILLAGE

I - 6,1 ETALONNAGE DES FRETTES

C'est un point extrêmement important et délicat. Il conditionne la fidélité de l'appareillage et le crédit que l'on peut accorder à un résultat expérimental. Nous disposons actuellement d'une quarantaine de frettes en acier spécial, forgé pour ne pas briser la fibre métallique, et à haute résistance (95 kg/mm^2). Chacune de ces frettes a été étalonnée à vide, c'est-à-dire sans anneau de mortier, sur l'appareil. Pour cette opération, la touche de chaque palpeur de déplacement a été ôtée et remplacée par une tige-rallonge de 40 mm.

On a pu, en montant en pression, obtenir le diagramme effort/déformation de l'acier, vérifier sa linéarité à partir d'une certaine pression et calculer le module d'élasticité de l'acier par la formule :

$$pR = a\sigma_a = a\epsilon_a E_a$$

La valeur trouvée $E_a = (2,10 \pm 0,05) \cdot 10^6$ bars a été jugée convenable. Il n'a donc pas été apporté de terme correctif aux formules précédemment données dans la théorie de l'appareil.

I - 6,2 VERIFICATIONS

Il est important de vérifier avant chaque essai:

- la tension délivrée par l'alimentation stabilisée,
- le calibrage des deux axes de la table traçante,
- la propreté intérieure de la frette d'acier,
- le bon positionnement de la frette sur le joint (facilité au besoin par une pulvérisation préalable d'huile),
- le branchement des capteurs de déplacement,
- la bonne position des inverseurs au dos de l'électronique de sommation.

REMERCIEMENTS

La réalisation du dilatomètre annulaire du CERILH est le fruit d'un travail d'équipe, il faut que cela soit dit. Il nous est un agréable devoir de remercier ici Messieurs TRAN-THANH-PHAT et FLUTEAU, respectivement Ingénieur et Technicien Principal au Laboratoire du CERILH, pour le soutien constant qu'ils nous ont apporté dans cette recherche et la part qu'ils ont su prendre dans le sens de son aboutissement.

DEUXIÈME PARTIE

CAPACITE DE DEFORMATION A LA RUPTURE PAR TRACTION

ET DEFORMABILITE DES LIANTS HYDRAULIQUES

Cette deuxième partie a pour but de faire le point des principaux travaux de recherche effectués à ce jour à l'aide du dilatomètre annulaire, dont la réalisation et la mise au point ont fait l'objet de la première partie de notre rapport.

Nos essais ont essentiellement porté sur :

- L'évolution dans le temps de la caractéristique mesurée, la capacité de déformation à la rupture par traction, sur un ciment commercial couramment utilisé (CPA 400).
- La mesure de cette caractéristique aux très jeunes âges (qui intéresse les problèmes routiers en particulier).
- L'estimation, à différents âges, de la dispersion des essais sur un ciment commercial courant.
- La comparaison de différents liants commerciaux du point de vue de la capacité de déformation, comparaison qui aboutira à la définition de la notion de déformabilité.
- L'incidence de la fillérisation du ciment portland, c'est-à-dire d'une incorporation progressive au ciment portland d'un filler calcaire.
- L'incidence de certains facteurs (finesse du ciment, rapport E/C, dosage en ciment) qui conditionnent les autres propriétés des mortiers et bétons. Cette incidence a été déterminée de manière systématique à partir d'un clinker donné sur pâte pure, mortier ou microbéton.

II - 1 EVOLUTION DANS LE TEMPS DE LA CAPACITE DE DEFORMATION
D'UN CIMENT COMMERCIAL COURANT - DISPERSION DES ESSAIS

II - 1,1 EVOLUTION DANS LE TEMPS DE LA CAPACITE DE DEFORMATION A
LA RUPTURE PAR TRACTION D'UN CIMENT PORTLAND COURANT

Une de nos principales préoccupations après la construction de l'appareil fut l'estimation de la dispersion des essais à différents âges sur un ciment commercial courant (CPA 400). Tous les anneaux d'essai furent confectionnés en mortier 1/3 ISO, à rapport E/C = 0,50. La mise en place fut effectuée à la table vibrante pendant 1 minute. Après confection, les éprouvettes furent conservées dans leurs moules en armoire humide. Le démoulage est intervenu au plus tard à 24 heures -de façon à permettre le réemploi des moules- mais plus tôt lorsque l'échéance d'essai était inférieure (essais à 12 et 18 heures). Lorsque l'éprouvette n'était pas immédiatement essayée après démoulage, on la conservait en armoire humide jusqu'au moment de l'essai.

Nous avons ainsi étudié l'évolution en atmosphère humide de la capacité de déformation à la rupture par traction, ainsi que des caractéristiques annexes, comme la résistance à la traction et le module d'élasticité à différents âges : 12 h, 18 h, 24 h, 2 jours et 7 jours. Tous les essais ont été effectués à l'échéance prévue avec une tolérance de ± 15 minutes. Cette tolérance fut réduite à 5 minutes pour les essais effectués à 12 heures.

Les résultats de ces essais sont résumés dans le tableau 1 où l'on remarquera qu'en atmosphère humide, la capacité de déformation à la rupture par traction augmente dans le temps. Elle passe de $0,6 \cdot 10^{-4}$ à 12 heures à $1,1 \cdot 10^{-4}$ à 7 jours (figure n°10).

II - 1,2 DISPERSION DES ESSAIS AUX DIFFERENTS AGES

A chacun des âges d'essai (12 heures, 18 heures, 1 jour, 2 jours, 7 jours) nous avons effectué un certain nombre de mesures, nous avons calculé la moyenne et le coefficient de variation en %. Après élimination des résultats statistiquement dispersés au seuil de signification de 0,05, nous avons calculé le nouveau coefficient de variation obtenu (test de Student-Fisher). La moyenne donnée est celle calculée après élimination.

A 24 heures, l'étude de la population (N = 59) à l'ordinateur nous a permis de calculer aussi :

- Le coefficient de symétrie b ; $\sqrt{b} = - 0,51$, ce qui montre que la population n'est pas gaussienne et est fortement dissymétrique.
- Le coefficient d'aplatissement p ; $p = 2,93$ traduit un aplatissement sensiblement gaussien ($p = 3$ pour une distribution gaussienne).

Aux différents âges, les coefficients de variation paraissent acceptables.

II - 1,3 CAUSES DE DISPERSION DES ESSAIS

Nous avons énoncé précédemment un certain nombre de causes d'erreurs dues essentiellement au vérin lui-même. Elles ne sont pas les seules.

En fait les causes de dispersion les plus importantes sont sans doute celles qui sont inhérentes au matériau lui-même. Les essais de traction effectués sur béton jeune sont toujours assez dispersés.

Mais il y a d'autres causes de dispersion auxquelles il est parfois difficile, même lorsqu'elles sont décelées, de porter remède. Elles sont souvent d'autant plus importantes que le matériau est plus jeune, comme le montre le coefficient de variation qui diminue jusqu'à un certain âge pour rester ensuite sensiblement du même ordre. Les plus importantes sont sans doute celles qu'entraîne le

démoulage des anneaux, opération faisant intervenir l'ovalisation respective de la frette et du simbleau. L'extraction s'effectuant en faisant coulisser doucement l'anneau composite autour de ce dernier, des contraintes de désovalisation difficilement appréciables peuvent affecter le comportement mécanique ultérieur de l'anneau de mortier, surtout aux échéances précoces.

D'autre part, les fluctuations du pourcentage d'humidité relative de l'armoire humide, qui ont une incidence importante sur le retrait, donc sur la contrainte due au retrait contrarié, peuvent affecter des séries gâchées à des échéances différentes. On sait aussi que les mesures de retrait, surtout aux jeunes âges, sont assez dispersées et la contrainte correspondante de retrait contrarié varie vraisemblablement dans d'assez larges limites.

Il faut noter enfin que la mesure est prise à partir de trois capteurs seulement, alors qu'on lui demande d'intégrer la déformation sur une circonférence. C'est un facteur qui limite nécessairement la précision des essais, puisque l'ovalisation de l'anneau joue sur le centrage du joint gonflable. On conçoit par ailleurs aisément qu'il est prohibitif de multiplier le nombre des capteurs de déplacement et la pose de jauges sur la frette se heurte à des difficultés d'ordre technologique. Nous ne pensons d'ailleurs pas que des recherches dans ce sens soient d'un intérêt majeur ou, pour le moins, immédiat.

II - 1,4

COMPARAISON STATISTIQUE DE DEUX CIMENTS PORTLAND

On conçoit que la conduite d'essais au dilatomètre soit longue et, de ce fait, coûteuse. En effet, l'immobilisation des moules et celle -beaucoup plus gênante- des frettes d'acier ont pour effet de limiter la cadence des essais. De plus, la confection des éprouvettes, leur démoulage et leur introduction sur le vérin exigent des manœuvres délicates si l'on veut éviter d'endommager

l'éprouvette, cause la plus fréquente de résultats aberrants. Toutes ces raisons nous ramènent à limiter le plus possible le nombre des essais.

Il nous a cependant paru intéressant de comparer statistiquement deux ciments portlands commerciaux, d'une part le CPA 400 étudié en II - 1,1, d'autre part un CPA de classe 325 dont le temps de fissuration à l'anneau classique de pâte pure était très différent (il variait du simple au double).

Nous avons choisi d'effectuer nos essais de traction annulaire après 24 heures de conservation en atmosphère humide, (âge où nous possédions la plus grande population de résultats sur le premier ciment).

Un grand nombre d'essais fut donc effectué au même âge sur le CPA 325.

Cette comparaison a fait apparaître que les valeurs des déformations à la rupture à 24 heures étaient très voisines et sensiblement égales à $0,9 \cdot 10^{-4}$.

Nous avons comparé statistiquement les deux séries de résultats à l'aide du test de signification de Student-Fisher. L'écart réduit calculé

$$t' = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{S(\bar{x}_1 - \bar{x}_2)}$$

(où S est la variance de la différence des deux échantillons) est égal à 1,26, alors que la table de distribution de t au degré de liberté $N_1 + N_2 - 2 = 96$ et au seuil de 0,05 donne une valeur de t égale à $t = 1,988$, ce qui revient à dire qu'il n'y a pas de différence significative entre les 2 échantillons à 24 heures ou que les différences sont trop faibles pour que le test puisse les mettre en évidence.

II - 1,5

ESSAIS EFFECTUES AUX ECHEANCES PRECOCES

Il nous a paru intéressant, dans la mesure du possible, d'effectuer des mesures très tôt après le gâchage, essentiellement dans le but d'une approche de la "première fissuration" des bétons routiers.

Nous avons donc mis au point une méthode opératoire permettant le démoulage et la mise en place des anneaux de mortiers dans les très jeunes âges (pratiquement à partir de 6 heures pour un CPA courant). Le procédé le plus simple a consisté à solidariser les deux demi-coquilles supérieures du moule en afcodur, puis à extraire le noyau central ou simbleau, enfin à mettre en place autour du vérin l'ensemble anneau-coquilles de protection, ces dernières étant enlevées dans la dernière phase du démoulage (sur l'appareil) qui a donc lieu en deux temps. Nous sommes parvenus ainsi à éviter toute manipulation de l'éprouvette de mortier qui reste protégée par les coquilles à l'extérieur et par la frette d'acier à l'intérieur (figure n°11).

Nos essais ont porté sur un ciment commercial courant (CPA 400), le même que nous avons essayé au début de l'étude. Les éprouvettes, confectionnées en mortier 1/3 ISO, ont été conservées en armoire humide jusqu'à l'essai pratiqué à 6 ou 8 heures. Il semble que la capacité de déformation à la rupture par traction diminue lorsqu'on s'approche de la fin de prise du liant.

On conçoit en effet qu'avant la prise, le mortier soit très déformable puisqu'il est plastique et que cette déformabilité diminue dès que commence la prise. La courbe de déformation en fonction du temps dans les premières heures se présente pratiquement comme asymptote à l'axe des ordonnées. Cela est une hypothèse dans le cadre de ce rapport, puisqu'on ne peut le mesurer à l'aide du dilatomètre. Dès que la mesure devient possible, on voit que la capacité de déformation est toujours croissante

jusqu'à 7 jours. On peut donc penser que la déformation passe par un minimum et s'interroger sur la valeur de ce minimum.

L'essai pratiqué aux jeunes âges ne permet pas la mise en évidence de ce minimum --et l'on ne voit guère de possibilité d'essai avant 6 heures-- et l'on peut aussi concevoir que la courbe de déformation soit discontinue avec un passage momentané à une valeur nulle. C'est ce qui est représenté sur la figure n°12, où l'on remarquera aussi que la déformation semble dans le temps tendre vers une limite.

Il faut cependant se garder de tirer des conclusions prématurées, le nombre de mesures aux échéances précoces étant très réduit et l'interprétation de ces mesures étant malaisée.

Les valeurs trouvées aux très jeunes âges pour la capacité de déformation du CPA 400 essayé, sous réserve d'une interprétation correcte des diagrammes, varient respectivement :

de 0,28 à 0,60 . 10^{-4} à 6 heures

de 0,38 à 0,56 . 10^{-4} à 8 heures.

Ces résultats ne doivent être considérés que comme des ordres de grandeur. Il est en effet difficile d'exploiter les valeurs obtenues aux très jeunes âges et ce, pour diverses raisons :

- au début de la montée en pression, il n'y a pas, comme nous l'avons vu dans la première partie, de proportionnalité entre la pression p_0 dans le vérin et la pression p réellement appliquée sur la frette. La fonction $p = f(p_0)$ dépend de la frette, de son positionnement sur le vérin, et il n'est pas possible de déterminer une loi de variation générale de p en fonction de p_0 ,
- quand la pression s'élève, on assiste à une décohésion progressive du matériau très jeune et il est très difficile de fixer de façon précise la déformation de rupture. On passe progressivement d'une zone de plasticité

à une zone de décohésion où le diagramme effort/déformation de l'anneau de mortier jeune rejoint pratiquement celui de la frette d'acier seule,

- le module très élevé de la frette d'acier a pour effet de dissimuler toutes les fines variations du mortier dont le module est très faible (le rapport m des modules de l'acier et du mortier est vraisemblablement supérieur à 100).

Pour ces différentes raisons, nous n'avons pas poursuivi les essais aux très jeunes âges dont les résultats nous ont paru décevants.

Pratiquement, on ne peut effectuer d'essais significatifs sur un portland qu'à partir de 12 heures (le coefficient de variation est malgré tout élevé à cet âge (tableau 1) mais cette échéance doit être encore reculée pour les ciments à très faibles résistances initiales.

II - 1,6 PREMIERES CONCLUSIONS

Les différentes caractéristiques du CPA 400 étudié de 6 heures à 7 jours sont résumées sur le tableau 1 où l'on trouve la capacité de déformation avec son coefficient de variation, la contrainte de rupture σ_b et le module d'élasticité E_b calculés à l'aide des formules de l'appareil.

On remarquera que les valeurs des résistances à la traction et des modules mesurées à 12 et 18 heures paraissent très fortes, nous en avons donné précédemment les raisons.

On voit que la capacité de déformation à la rupture d'un ciment portland augmente dans le temps jusqu'à 7 jours. Des essais limités à des échéances ultérieures (14, 28 jours) ont montré que cette capacité augmentait peu par la suite.

II - 2 INFLUENCE DE LA NATURE DU CIMENT ET DE L'HUMIDITE RELATIVE
DU MILIEU DE CONSERVATION-DE FINITION DE LA DEFORMABILITE

II - 2,1 ESSAIS COMPARATIFS EFFECTUES SUR DIFFERENTS CEMENTS
COMMERCIAUX EN ATMOSPHERE HUMIDE

Nous étudierons successivement l'incidence de la nature du ciment sur sa capacité de déformation en atmosphère humide puis sur sa déformabilité, après définition de cette dernière.

II - 2,11 Incidence de la nature du ciment sur la capacité de défor-
mation en atmosphère humide

Nous avons effectué des essais comparatifs sur différents ciments commerciaux, soit parce qu'ils sont couramment utilisés (CPAC, CPAL, PMF), soit parce qu'ils présentent des caractéristiques particulières du point de vue de la fissuration bien connues par ailleurs (Fondu Lafarge, ciment pour enduit). Il est en effet connu que le temps de fissuration à l'anneau du ciment fondu est nul (il fissure dans son moule en armoire humide) alors que le ciment pour enduits, au contraire, tire précisément son usage du fait qu'il ne "fissure pas" (*). Chacun de ces deux liants possède d'ailleurs des emplois spécifiques.

(*) Il s'agit là d'une opinion d'utilisateur résultant d'observations de chantier, opinion valable dans la pratique. Nous verrons ultérieurement lors de notre étude des liants fillérisés que, d'un point de vue plus scientifique, les liants pour enduits sont vraisemblablement ceux qui présentent le plus de fissures du fait de leur faible module mais ces dernières sont en général très fines et très régulièrement réparties à la surface si bien qu'elles ne sont pas décelables à l'oeil nu. On conçoit donc finalement l'intérêt de tels liants pour les enduits dont l'aspect de surface est un élément primordial (un enduit n'a pas besoin d'être mécaniquement très résistant).

Nous avons vu que les essais effectués avant 24 heures étaient dispersés d'une part et que la capacité de déformation variait peu après 7 jours d'autre part. Il n'est par ailleurs guère possible d'effectuer d'essais au-delà de l'échéance de 7 jours car l'étude se trouve très vite paralysée par l'immobilisation prolongée des frettes.

Nos essais furent donc effectués à 24 heures, 3 jours et 7 jours, la conservation jusqu'à l'échéance ayant lieu en armoire humide (95 ± 5 % d'humidité relative, 20°C). Tous nos essais furent effectués en mortier 1/3 ISO, à rapport E/C = 0,50. On a ainsi déterminé :

- la capacité de déformation ϵ à la rupture par traction après 1, 3 et 7 jours de conservation humide,
- les résistances mécaniques en traction par flexion et compression aux mêmes âges,
- les temps de fissuration du liant à l'anneau classique de pâte pure (consistance normale).

Les résultats de ces différents essais sont rassemblés dans le tableau 2.

Dans ces conditions, à 24 heures, les capacités de déformation à la rupture par traction furent trouvées du même ordre pour les CPA sans addition, y compris le Super-Blanc et assez sensiblement inférieures pour les ciments à constituants secondaires.

On notera en particulier que la capacité de déformation à la rupture du ciment pour enduit est la plus faible.

On notera aussi que ce sont généralement les ciments qui présentent les résistances mécaniques les plus élevées, qui offrent aussi la capacité de déformation à la rupture la plus élevée, du moins à 24 heures. Ainsi, les ciments à constituants secondaires, dont les résistances précoces sont faibles, présentent une capacité de déformation assez faible mais qui croît rapidement lorsque leur résistance se met à croître. Il faut évidemment tenir

compte des différences de modules entre ces différents ciments, et, partant, des différences de contraintes pour une même déformation.

On notera aussi que le classement des ciments à 7 jours n'est pas le même qu'à 24 heures. En particulier les capacités de déformation à la rupture mesurées à 7 jours sur le PMF, ciment ternaire et sur le CLK sont assez nettement supérieures à celles trouvées sur tous les autres liants essayés au même âge.

Il ne semble pas y avoir de relation entre la capacité de déformation à la rupture et le temps de fissuration à l'anneau classique.

En particulier, l'essai de traction annulaire n'accrédite pas, du moins à 24 heures et si l'on s'en tient à la seule valeur de la capacité de déformation, l'opinion largement répandue que les ciments à constituants secondaires sont moins déformables (on dit peut-être abusivement moins fissurables) que les portlands sans addition, opinion généralement basée sur les résultats des temps de fissuration, parfois sur les observations sur chantier.

Les courbes d'évolution de la capacité de déformation à la rupture par traction de différents liants sont portées sur le graphique 13 qui résume ce qui vient d'être dit.

On retiendra essentiellement pour le moment que la capacité de déformation à la rupture par traction des liants est une caractéristique de ces derniers qui varie dans des limites assez étroites dans les conditions opératoires choisies (armoire humide).

On constate par ailleurs une certaine limitation dans l'interprétation des résultats lorsqu'on s'en tient à la seule comparaison des capacités de déformation à un âge donné. Or cette caractéristique varie dans le temps et d'une façon différente pour les différents liants.

Cette évolution est de toute évidence un des paramètres de la fissuration qui ne peut être négligé. De fait, quelques constatations peuvent être faites à partir de la comparaison des évolutions respectives dans le temps des résistances mécaniques et de la capacité de déformation, et même de la seule évolution de cette dernière.

Si, sur un même graphique (figure n°14) on porte en abscisses les résistances en compression et en ordonnées les capacités de déformation à la rupture au même âge (une constatation analogue peut être faite avec les résistances à la traction, mais ces dernières sont plus dispersées), on obtient, en reliant les points trouvés à 24 heures, 3 jours, 7 jours, des "courbes" d'évolution dans le temps des différents liants utilisés dont les "pentes" sont très différentes (les termes de "courbe" et de "pente" sont évidemment abusifs, chaque "courbe" consistant en 3 points reliés par des segments de droite). La "courbe" la plus horizontale est celle du CPA avec lequel nous avons effectué nos essais (nous mettons de côté le cas du ciment aluminéux dont la "pente" apparaîtrait comme négative), la courbe du CPAL est plus pentue, enfin, les plus fortes pentes sont observées avec le CLK, le PMF 2 et le ciment pour enduit. Là non plus n'apparaît pas de corrélation entre la "pente" de la courbe et le temps de fissuration à l'anneau. Ces constatations peuvent conduire à quelques conclusions simples :

- lorsqu'un ciment (comme le CPA étudié par exemple) voit ses résistances augmenter beaucoup et dans le même temps sa capacité de déformation augmenter peu, on peut craindre que les déformations imposées par le retrait (elles ne sont pas les seules) ne se heurtent à un module d'élasticité élevé ; le mortier ou le béton fabriqué avec ce ciment est peu déformable et court le risque de présenter des fissures,

- lorsqu'au contraire la croissance de la capacité de déformation est grande par rapport à celle des résistances ("courbe" verticale), on peut penser que le ciment est déformable donc à l'abri de la fissuration,
- on remarquera que, dans cette perspective, une faible capacité de déformation ne saurait expliquer à elle seule une fissuration sur chantier. Et de ce fait, le ciment pour enduit, dont la capacité de déformation et la résistance apparaissent faibles dans nos essais, a chez l'utilisateur la réputation "de ne pas fissurer" sur chantier.

On voit que le dépouillement des résultats à partir de la seule capacité de déformation à un instant donné, s'il conduit à une meilleure connaissance du comportement mécanique du liant, n'aboutit qu'à une interprétation très limitée.

II - 2,12 Définition de la déformabilité d'un matériau

On a sans doute remarqué qu'en s'en tenant à la seule capacité de déformation à la rupture, on courait le risque de comparer des matériaux de modules très différents. Il paraît beaucoup plus nuancé d'utiliser comme repère de la déformabilité des matériaux le rapport de cette capacité de déformation à la contrainte de rupture correspondante.

On définit ainsi la déformabilité D :

$$D = \frac{\epsilon}{\sigma_b} \cdot 10^6$$

où : ϵ = capacité de déformation à la rupture par traction
 σ_b = contrainte de rupture par traction dans le matériau.

En effet les diagrammes effort/déformation obtenus jusqu'à présent ne présentent pas de zone de plasticité nettement affirmée, dans la plupart des cas tout au moins. Il semble bien que le comportement du matériau

jusqu'à sa rupture par traction soit pratiquement élastique dans les conditions des essais (où il est important de rappeler que la montée en charge est rapide : une montée en charge beaucoup plus lente mettrait vraisemblablement en évidence une certaine plasticité).

La déformabilité, définie comme il a été dit, a la dimension de l'inverse d'un module d'élasticité, et répond bien à sa définition puisqu'en toute rigueur, le module d'élasticité serait plutôt un module de rigidité. La déformabilité est donc très exactement l'inverse du module d'élasticité si le comportement du matériau est parfaitement élastique ; c'est l'inverse du module sécant si ce comportement diffère quelque peu d'un comportement élastique.

II - 2,13 Mesure de la contrainte de rupture à la traction

Le calcul de la déformabilité suppose la détermination de la contrainte de rupture à la traction σ_b du matériau (pâte pure, mortier ou béton).

Cette dernière peut être extraite, à l'aide d'un calcul simple de résistance des matériaux, de l'équation générale de l'appareil $pR = a\sigma_a + b\sigma_b$ (où $\sigma_a = \epsilon E_a$ puisque la frette d'acier reste toujours dans sa zone élastique).

On peut aussi mesurer σ_b à l'aide des essais classique des résistances mécaniques.

On sait en effet (formule de Caquot) que : $\sigma_b = 0,6 TF$ où TF est la résistance en traction par flexion mesurée sur prismes de 4 x 4 x 16 cm.

Dans la plupart des cas, nos essais de traction annulaire ont été accompagnés de mesures classiques de résistances mécaniques effectuées sur le même matériau.

Nous avons essayé de comparer un très grand nombre de résultats obtenus par chacune des deux méthodes et nous avons ainsi mis en évidence que la corrélation

entre la contrainte calculée par la formule de Caquot et celle calculée par la formule de traction annulaire n'était pas linéaire et pouvait même être mauvaise pour des valeurs faibles de ces contraintes.

Cette remarque, surprenante à première vue, s'explique aisément après un examen approfondi. Le processus de rupture est en effet différent dans les deux essais.

Dans l'essai de traction par flexion, la rupture intervient à la première amorce de fissure, généralement au droit de la charge. Il est facile de concevoir qu'elle est précoce pour les matériaux de faibles résistances.

Par contre, dans l'essai de traction annulaire, on assiste pour ces mêmes matériaux à une sorte de déché- sion progressive qui conduit à des amorces de fissures assez régulièrement réparties sur la circonférence de l'anneau (phénomène bien visible à l'examen aux ultra- violets comme nous le verrons plus loin). Ce n'est que lorsque deux amorces de fissures, l'une intérieure, l'au- tre extérieure, se rejoignent ou bien lorsqu'une amorce s'étend jusqu'à l'autre face qu'apparaît la rupture de l'éprouvette avec la brusque déformation du diagramme qui permet de la caractériser. On conçoit donc que la pression hydraulique p mesurée à cet instant ne corresponde pas à la pression de première fissuration.

Dans le contexte de notre travail, cela n'a pas d'incidence : le béton n'a pas de résistance intrin- sèque (sa résistance dépend en particulier de la forme de l'éprouvette, de ses dimensions, du type de l'essai). Dans le calcul de la déformabilité

$$D = \frac{\epsilon}{\sigma} \cdot 10^6$$

nous avons choisi le σ calculé d'après Caquot à partir de la résistance en traction par flexion ($\sigma = 0,6$ TF) de pré- férence au σ obtenu par traction annulaire qui est plus dispersé.

Mais il s'agit là d'un choix : de toute façon les valeurs données pour les déformabilités n'ont qu'une valeur relative.

Ce sont leurs variations, l'ordre de grandeur et le sens de ces variations qui sont intéressantes.

Les valeurs que l'on pourrait obtenir par traction rectiligne seraient sans doute différentes de celles obtenues par traction annulaire, et, comme ces dernières, seulement relatives.

II - 2,14 Influence de la nature du ciment sur la déformabilité en atmosphère humide

On peut calculer, à chaque âge et pour chacun des liants essayés, les valeurs de la déformabilité.

C'est ce qui est illustré dans la figure n°15. On peut constater en particulier que le ciment pour enduit est plus déformable à tous les âges que les autres liants essayés. A 7 jours, il est environ trois fois plus déformable que le ciment portland sans addition. C'est cette propriété qui justifie son usage spécifique.

On remarquera qu'en général la déformabilité décroît dans le temps pour un liant donné. Le ciment alumineux est très peu déformable. Par contre, les ciments contenant du laitier (CPAL, PMF, CLK) sont plus déformables que les portlands sans addition.

Cette conclusion rejoint en l'expliquant peut-être partiellement une constatation faite en technique routière : les routes construites à partir de ciments riches en laitier, si elles subissent sans dommage les contraintes qui peuvent s'y développer dans les premières heures qui suivent le bétonnage, ne présentent pas par la suite des fissures. Nos essais effectués avec le CLK ou le PMF 2 montrent que les capacités de déformation de ces liants, faibles à 24 heures, sont au moins doublées entre 24 heures et 7 jours (tableau 2).

On remarquera aussi qu'aux différents âges, la déformabilité semble dépendre étroitement de la résistance mécanique du matériau.

De fait, si l'on porte sur un graphique (figure n°16) les résistances en compression (mesurées sur mortier 1/3 ISO) en abscisses et les déformabilités correspondantes en ordonnées, on trouve une bonne corrélation : la déformabilité du matériau diminue quand augmentent ses résistances mécaniques.

D'un côté de la courbe, ce sont les liants chargés (que la charge soit inerte : ciment pour enduit, ou possède des propriétés hydrauliques : CLK) qui sont dans leur jeune âge très peu résistants donc très déformables.

De l'autre côté de la courbe, le ciment aluminé, qui présente de très fortes résistances mécaniques, est très peu déformable.

La déformabilité peut encore être rapprochée d'une autre propriété du matériau : sa fragilité. On conçoit que la fragilité du matériau puisse être caractérisée sinon définie (la définition de la fragilité est extrêmement complexe) par le rapport des résistances en traction par flexion et en compression : plus ce rapport est faible et plus le matériau est fragile. Pour des questions de commodité, nous prendrons le rapport $10 \frac{TF}{C}$ comme repère de la fragilité dans la suite de nos travaux.

Si l'on porte sur un même graphique la déformabilité en abscisse et le rapport $10 \frac{TF}{C}$ en ordonnée, (figure n°17), on met en évidence une certaine corrélation entre la fragilité et la déformabilité du matériau.

Il apparaît que le matériau est d'autant plus déformable qu'il est moins fragile.

II - 2.2 ESSAIS COMPARATIFS EFFECTUES SUR DIFFERENTS CEMENTS COMMERCIAUX EN ATMOSPHERE SECHE

Nous avons effectué quelques essais limités en salle de retrait (50 % H.R., 20°C) sur les différents ciments déjà étudiés en atmosphère humide pour comparer la capacité de déformation obtenue à retrait intégré avec celle précédemment obtenue à retrait pratiquement nul en atmosphère humide.

Les anneaux ont été conservés dans leur moule en armoire humide jusqu'à 24 heures, puis démoulés et conservés en salle de retrait jusqu'à 7 jours. Les résultats de ces essais sont donnés dans le tableau 3.

Dans l'air à 50 % d'humidité relative, la capacité de déformation mesurée décroît rapidement dans le temps. C'est évidemment une capacité résiduelle puisque, du fait du retrait contrarié, l'état de contrainte dans l'éprouvette correspond déjà à une déformation à laquelle il convient d'ajouter le fluage. Entre 0 et 7 jours, le mortier est un matériau à évolution rapide dont les caractéristiques mécaniques -module notamment- évoluent sans cesse. La contrainte de retrait contrarié, comme le fluage, dépendent à un instant donné du module de déformation du matériau. Il est incorrect d'estimer cette contrainte à partir de la seule connaissance à un moment donné des valeurs du retrait et du module de déformation. On ne peut pas davantage aboutir à une estimation, même approchée, de la contrainte de retrait contrarié par la seule comparaison des contraintes de rupture à retrait intégré et non intégré puisque différents éléments du calcul -module de déformation et fluage notamment- ne sont pas les mêmes dans l'air et dans l'eau.

Du fait de l'état de contrainte dans l'éprouvette due au retrait contrarié, il n'est pas possible de calculer une déformabilité en atmosphère sèche. Un tel calcul serait sans signification.

On peut voir sur la figure n°18 qui illustre les résultats des tableaux 2 et 3, que la capacité de déformation résiduelle mesurée en salle de retrait décroît plus vite dans le temps pour les CPA sans addition que pour les ciments à constituants secondaires ou contenant des inertes (du type ciment pour enduit). C'est une remarque que l'on peut rapprocher des résultats habituellement trouvés à l'aide de l'essai classique du temps de fissuration à l'anneau. On peut d'ailleurs remarquer que, dans l'essai de traction annulaire, lorsque l'anneau de mortier travaille à retrait intégré en salle sèche, on retrouve les conditions de l'ancien essai, la fissuration intervenant plus tard du fait que le mortier a remplacé la pâte pure. Il faut cependant souligner que le nouvel essai donne quelques précisions quantitatives. Notamment, on peut remarquer que la capacité résiduelle de déformation du ciment pour enduit à 7 jours en atmosphère sèche est très nettement supérieure à celle des autres liants essayés alors que la capacité de déformation est sensiblement inférieure en atmosphère humide.

On remarquera que le classement des ciments par leur capacité de déformation à 7 jours en atmosphère sèche rappelle celui que donne l'ancien essai de fissuration à l'anneau (tableau 2). On remarquera surtout la dispersion très grande des mesures de déformation effectuées à 7 jours en atmosphère sèche, qui n'est pas sans évoquer celle de l'ancien essai à l'anneau (les causes de dispersion sont d'ailleurs les mêmes). Cette dispersion nous a conduits à abandonner par la suite les essais en atmosphère sèche, sauf cas particuliers.

Si l'on compare par ailleurs les valeurs des retraits mesurés sur les différents ciments essayés, on s'aperçoit que c'est le ciment pour enduit qui présente le retrait le plus important.

Parmi les liants essayés, le ciment pour enduit apparaît donc comme celui qui présente à la fois le

retrait le plus important et la plus grande capacité de déformation résiduelle. Dans le même temps, le CPA 400 essayé, dont le retrait est sensiblement plus faible, ne présente plus aucune capacité de déformation résiduelle à partir de 6 jours de conservation en salle sèche.

Deux hypothèses peuvent être avancées, l'une n'excluant pas l'autre, qui seront précisées plus tard :

- Le retrait n'est mesuré qu'à partir de 24 heures ; il n'est donc pas tenu compte dans les valeurs données du retrait antérieur, et notamment du retrait avant prise, qui peut être très différent pour les deux liants. Les modules des deux mortiers (à base de ciment pour enduits et de CPA respectivement) sont très différents et les contraintes développées peuvent varier dans des limites très larges.

- Dans l'air peut intervenir une déformation plastique très lente que ne met pas en évidence l'essai en armoire humide (à retrait pratiquement nul). Le fluage est d'ailleurs beaucoup plus important dans l'air que dans l'eau mais dans les deux cas, il dépend étroitement de la résistance du matériau : le fluage est d'autant plus grand que le matériau est moins résistant, ce qui revient à dire que le ciment pour enduits présente un fluage beaucoup plus élevé que le ciment portland, à contrainte égale bien entendu. Du fait du retrait contrarié, l'éprouvette est soumise à une contrainte assortie d'une déformation élastique et d'une déformation plastique. L'accroissement lent de la contrainte conduit à une répartition des zones élastique et plastique que l'essai ne peut déceler dans sa pratique présente. En fait, dans la nature, c'est souvent de cette manière très lente qu'évoluent les contraintes dans les ouvrages. On conçoit alors que la zone plastique puisse être considérablement allongée si le temps de montée en charge devient très long et que son importance dépende aussi de la nature du liant. Mais il ne semble pas possible de mettre ces différences en évidence par un essai de courte durée.

On remarquera que jusqu'à présent, aucun essai n'a permis de distinguer de façon probante dans un diagramme effort-déformation une zone élastique d'une zone plastique ; sans doute la déformation plastique est-elle réduite sinon nulle dans un essai de courte durée.

II - 2,3 ESSAIS COMPARATIFS EFFECTUES EN ATMOSPHERE HUMIDE SUR DES CIMENTS PORTLANDS DE COMPOSITIONS POTENTIELLES DIFFERENTES

Nous avons étudié quelques ciments portlands commerciaux couramment utilisés (CPA 325 ou 400) référencés de A à G ainsi qu'un ciment de laboratoire obtenu par broyage et gypsage d'un clinker industriel (ciment H). Ces liants présentent des compositions potentielles très différentes : les teneurs en C_3A varient de 1 à 13,4 %, celles en SC_3 de 21 à 67% environ, celles en SC_2 de 47 à 13 % environ, ce qui correspond à une variation du rapport SC_3/SC_2 de 0,44 à 5.

Nos essais ont été effectués dans tous les cas sur mortier 1/3 ISO, à rapport E/C = 0,50. Ils ont porté sur :

- la mesure des résistances mécaniques en traction par flexion et compression après 24 heures, 3 jours et 7 jours de conservation en armoire humide (95 ± 5 % H.R., 20°C),
- la mesure de la capacité de déformation ϵ à la rupture par traction aux mêmes échéances et dans les mêmes conditions ainsi que le calcul des déformabilités correspondantes $D = \frac{\epsilon}{\sigma_b} \cdot 10^6$.

Les résultats de ces essais sur les différents liants étudiés ainsi que les compositions potentielles correspondantes sont rassemblées sur le tableau 4.

Les différentes données numériques de ce tableau ont été introduites sur ordinateur afin d'être soumises à un traitement mathématique destiné à établir les coefficients de corrélation par couples de paramètres.

La matrice des corrélations obtenues est une matrice carrée de 19 lignes et de 19 colonnes (résistances en traction par flexion à 1, 3 et 7 jours ; en compression à 1, 3 et 7 jours ; rapport $10 \frac{TF}{C}$ à 1, 3 et 7 jours ; teneurs en C_3A , C_3S , C_2S et rapport C_3S/C_2S , capacités de déformation à 1, 3 et 7 jours, déformabilités à 1, 3 et 7 jours). Sous cette forme, elle est peu maniable et nous avons préféré la scinder en sous-matrices afin d'en faciliter l'étude.

II - 2,31 Incidence de la composition potentielle sur les capacités de déformation

On se reportera au tableau 5 pour faire les remarques suivantes :

- il n'y a pas d'incidence de l'aluminate tricalcique C_3A sur les capacités de déformation à la rupture (les coefficients de corrélation sont très faibles),
- il y a une forte corrélation positive entre la teneur en C_3S et la capacité de déformation à 3 et 7 jours. Il n'y a pas de corrélation à 1 jour mais c'est peut-être le fait de la dispersion à cet âge
- parallèlement, il y a une forte corrélation négative à 3 et 7 jours entre capacité de déformation et teneur en C_2S du liant.

On retiendra que la capacité de déformation d'un liant croît quand sa teneur en C_3S croît ou, ce qui revient au même, quand sa teneur en C_2S diminue (il y a une forte corrélation, négative, entre les teneurs en C_2S et en C_3S : $r = 0,97$).

II - 2,32 Incidence de la composition potentielle sur les déformabilités

On se reportera au tableau 6 où est donnée la matrice des corrélations. Les constatations suivantes peuvent être faites :

- Il n'y a pas d'incidence de l'aluminate tricalcique sur

les déformabilités ; les coefficients de corrélation calculés sont très faibles.

- Il y a une corrélation négative très forte entre la teneur en silicate tricalcique et la déformabilité : la déformabilité diminue quand la teneur en C_3S augmente.
- Parallèlement, la déformabilité augmente quand la teneur en C_2S augmente (forte corrélation positive).

II - 2,33 Incidence des résistances mécaniques sur les capacités de déformation et la déformabilité

Le tableau 7 donne la matrice des corrélations correspondantes. On remarquera qu'il y a en général une forte corrélation positive entre les capacités de déformation à la rupture et les résistances en traction par flexion et en compression. A un jour, cette corrélation est moins bonne du fait sans doute de la dispersion, plus importante à cet âge, des 2 mesures.

Il y a une très forte corrélation négative entre résistances mécaniques et déformabilité.

On peut donc dire que lorsque les résistances mécaniques augmentent :

- la capacité de déformation à la rupture par traction augmente,
- la déformabilité diminue.

Ce qui revient à dire, compte-tenu des corrélations mises en évidence et de la définition de la déformabilité, que :

- les résistances mécaniques augmentent proportionnellement plus vite que la capacité de déformation.

C'est là une des conclusions essentielles de cette recherche, qui ne sera jamais prise en défaut par la suite dans toutes les parties de notre étude effectuées à l'aide de ciment portland.

Cette corrélation entre résistances et déformabilités est illustrée sur la figure n°19 qui montre

bien, à chaque âge (1, 3 et 7 jours) la répartition des populations obtenues.

On trouvera sur le tableau 8 la corrélation entre les déformabilités et les "fragilités" repérées par le rapport $10 \frac{TF}{C}$.

La corrélation fragilité/déformabilité est illustrée sur la figure n°20.

II - 2,34 Conclusions

Les résistances mécaniques et la fragilité apparaissent comme les principaux facteurs qui conditionnent la capacité de déformation et la déformabilité d'un ciment portland.

En conséquence les facteurs qui conditionnent les résistances mécaniques conditionneront capacité de déformation et déformabilité. La corrélation -ou l'absence de corrélation- mises en évidence entre C_3S , C_2S , C_3A et les déformabilités ne sont rien d'autre qu'une image fidèle de la corrélation qui existe entre ces composants potentiels et les résistances mécaniques. Pour s'en convaincre, il suffit de consulter le tableau 9, qui donne les corrélations entre les résistances mécaniques et les compositions potentielles, et le rapprocher des tableaux précédents.

Note importante :

Si nous avons pu mettre un certain nombre de corrélations en évidence, il faut cependant remarquer qu'aux différents âges, les capacités de déformation et les déformabilités varient peu d'un liant à l'autre.

Ainsi, la capacité de déformation ϵ_1 (à 1 jour) ne varie qu'entre 0,83 et 1,01 . 10^{-4} pour des liants extrêmement différents, ce qui ne correspond qu'à un coefficient de variation de 6 % environ. A 3 et 7 jours, on trouve un coefficient de variation de 4 % environ.

Quant à la déformabilité D , elle n'a varié que

de 4,8 à 6,6 à 1 jour ($V = 10 \%$), de 2,8 à 3,3 à 3 jours ($V = 6 \%$), de 2,3 à 2,9 à 7 jours ($V = 7,4 \%$).

Ces variations sont faibles et ne paraissent pas susceptibles de constituer un critère de différenciation des liants portlands.

Il faut insister par ailleurs sur les conditions d'obtention de ces résultats. Afin de limiter au maximum les causes de dispersion, les séries destinées aux essais à 1 jour ont été confectionnées le même jour, puis conservées ensemble en armoire humide et soumises le lendemain à l'essai de traction annulaire dans l'ordre de leur confection. Il en fut de même pour les séries essayées à 3 et 7 jours. C'est ce qui explique la très faible dispersion des résultats, dispersion inférieure à celle trouvée en II - 1,2 sur un même ciment.

Dans d'autres circonstances, et notamment pour des essais effectués à différentes périodes de l'année, on ne pourrait considérer de telles variations comme significatives.

II - 3 INCIDENCE D'UNE INCORPORATION AU CLINKER DE FILLER CALCAIRE SUR LA DEFORMABILITE DU LIANT

II - 3,1 GENERALITES - OBJET DE LA RECHERCHE

Nous avons rencontré précédemment un liant pour enduit dont la déformabilité était très nettement supérieure à celle des autres ciments.

Des liants de ce type existent déjà depuis un certain nombre d'années dans le commerce. Ils ont tous une propriété commune, celle de renfermer une forte proportion d'éléments fins ou filler. A ce titre, ils ont été dénommés par Monsieur PELTIER : CIMENTS FILLERISES. Ces ciments se composent :

- d'une certaine proportion de ciment portland gypsé,
- d'une proportion importante (40 à 70 %) d'un filler qui peut être inerte (filler calcaire, cru de cimenterie) ou actif (cendre volante, laitier de haut fourneau,

chaux) ; deux fillers de type différent sont parfois ajoutés simultanément au ciment portland (liants ternaires),

- éventuellement d'adjuvants (entraîneurs d'air surtout).

Ces ciments, qui ne sont pas normalisés, peuvent présenter des propriétés différentes. On les utilise surtout pour les joints en maçonnerie, la confection des enduits, la pose de carrelages, ... Ils portent des dénominations commerciales variées : liants spéciaux, liants ou ciments à maçonner, liants ternaires, chaux artificielles, chaux spéciales, ...

Ils répondent bien en général aux caractéristiques qui leur sont demandées.

Il est un autre domaine où l'incorporation au clinker de filler calcaire présente un intérêt certain et des perspectives d'avenir, celui de la technique routière de stabilisation de graves utilisées pour la confection de couches de base semi-rigides pour les chaussées modernes. La technique des graves-ciment n'a pas donné à ce jour toute satisfaction (il est difficile d'homogénéiser une grave contenant 3 % de ciment) mais il paraît possible, selon Monsieur R. PELTIER (1), de l'améliorer en utilisant des ciments appropriés, notamment des liants riches en filler calcaire qui seraient préparés en usine et mélangés à la grave dans une proportion beaucoup plus importante. Le clinker se trouverait de ce fait mieux réparti et les fissures franches parfois constatées sur les graves-ciment pourraient être évitées.

(1) Conférence du 24 mars 1970 à l'I.T.B.T.P.

"La fissurabilité des bétons" R. PELTIER (Annales - décembre 1970).

Nous avons observé en particulier -mais nous en parlerons ultérieurement- qu'un ajout de filler calcaire à partir d'une certaine limite, change le processus de la fissuration. On n'observe plus de fissure franche mais une fissuration diffuse consistant en une microfissuration très fine et très régulière.

On se souvient aussi d'une remarque faite précédemment (en II - 2,2, figure n°18) : dans des conditions de conservation sévères (50 % d'humidité relative à 20°C) et en dépit d'un retrait sensiblement analogue à celui des ciments portlands, les ciments pour enduit conservent longtemps une capacité de déformation résiduelle non négligeable alors que les ciments portlands se fissurent spontanément du fait du retrait.

Les différentes raisons que nous venons d'évoquer expliquent que nous ayons entrepris l'étude de la déformabilité des liants enrichis en filler calcaire.

II - 3,2 PROGRAMME DE L'ETUDE ET CONDITIONS DES ESSAIS

Dans cette étude, le ciment portland utilisé était un CPA 400 commercial de finesse Blaine voisine de $3000 \text{ cm}^2/\text{g}$. Le filler calcaire provenait de la Carrière de Galland, sa finesse Blaine était de $4910 \text{ cm}^2/\text{g}$ et sa masse volumique de $2,70 \text{ g/cm}^3$.

Nous avons incorporé au ciment des pourcentages variables de filler calcaire :

- 0 % (témoin)
- 20 % filler
- 40 %
- 60 %
- 80 %
- 85 %
- 90 %

Les éprouvettes ont été gâchées en pâte pure de consistance normale, puis vibrées à la table, et enfin conservées en armoire humide (95 ± 5 % d'humidité relative) jusqu'au moment de l'essai.

Les essais ont consisté en la mesure :

- de la capacité de déformation à la rupture par traction sur anneaux après 1, 3 et 7 jours de conservation humide,
- des résistances mécaniques en traction-flexion et compression après 1, 3 et 7 jours de conservation humide (éprouvettes de 4 x 4 x 16 cm).

Pour les ajouts élevés de filler calcaire et aux échéances précoces, le démoulage des anneaux, qui étaient très peu résistants, fut effectué sur le vérin lui-même. Dans les autres cas, il eut lieu après 24 heures de conservation humide, l'anneau composite mortier/frette d'acier étant remplacé dans l'armoire humide jusqu'à l'échéance de l'essai.

II - 3,3 INCIDENCE DE LA FILLERISATION SUR LA CAPACITE DE DEFORMATION ET LA DEFORMABILITE DES LIANTS

Les résistances mécaniques des mélanges décroissent quand le pourcentage de filler augmente. Si l'on considère le filler comme inerte, on vérifie que les résistances mécaniques des mélanges fillérisés obéissent bien aux formules de FERET.

Les résultats des essais de traction annulaire aux divers âges et pour différentes incorporations de filler sont donnés sur la figure n°21 qui montre l'évolution dans le temps de la capacité de déformation des différents mélanges. On constate qu'à 3 et 7 jours, la capacité de déformation d'un liant est le plus souvent augmentée par l'ajout d'un filler calcaire. Un ajout de 20 % correspond à tous les âges à une augmentation de cette capacité. Un pourcentage trop élevé de filler conduit à une diminution de cette capacité à certaines échéances mais le seuil de diminution dépend de l'âge. A 7 jours par exemple, tous les mélanges fillérisés (même le mélange fillérisé à 90 %) ont une capacité de déformation supérieure à celle du ciment portland sans addition. A tous les âges, il semble qu'il y ait un pourcentage d'incorporation optimum correspondant à une capacité de défor-

mation maximale, pourcentage situé aux environs de 20 %^(*)

Parallèlement, on a remarqué que la contrainte de rupture à la traction et le module augmentaient dans le temps (ils sont plus élevés à 7 jours qu'à 1 jour) mais diminuaient lorsque le pourcentage d'incorporation de filler augmentait.

Si l'on examine les résultats obtenus sous l'angle de la déformabilité D, on constate que :

- pour un mélange donné, la déformabilité décroît dans le temps lorsque les résistances mécaniques se développent,
- à un âge donné, la déformabilité est d'autant plus élevée que le pourcentage d'incorporation de filler est lui-même plus élevé,
- bien que la déformabilité diminue dans le temps, "le gain" de déformabilité obtenu avec une incorporation donnée de filler augmente dans le temps.

Ainsi une incorporation de 80 % de filler multiplie la déformabilité du liant par un coefficient de 7,6 à 1 jour, de 12,8 à 3 jours et de 16,2 à 7 jours par rapport au témoin sans filler. Cette remarque est d'une grande importance : elle explique en partie le comportement dans le temps des ciments pour enduit par exemple.

(*) On peut s'étonner que la fillérisation, qui conduit à des chutes importantes des résistances mécaniques, ne s'accompagne pas de chutes des capacités de déformation. A ce sujet, il semblerait que le calcaire broyé se comporte dans certains cas comme un matériau qui n'est pas tout à fait inerte. En particulier, les travaux de FARRAN et MASO ont montré que le calcaire présentait une maille spatiale commune avec la portlandite Ca(OH)_2 de sorte qu'il peut y avoir pénétration des cristaux de portlandite dans le réseau de calcite d'où une forte adhérence de type épitaxique.

On peut exprimer la même idée d'une autre manière : pour un portland sans addition, les déformabilités à 3 jours et à 7 jours ne représentent respectivement que 41 et 20 % de la déformabilité à 1 jour. Ces pourcentages augmentent lorsque la teneur en filler croît. Par exemple, pour un mélange fillérisé à 80 %, les déformabilités trouvées à 3 et 7 jours représentent respectivement 69 et 44 % de la déformabilité à 1 jour, elle-même beaucoup plus élevée que celle du témoin portland au même âge.

Les ciments fillérisés ont une déformabilité d'autant plus grande et qui diminue de surcroît dans le temps d'autant moins vite que la teneur en filler est plus élevée.

II - 3,4 CORRELATIONS ENTRE DEFORMABILITE, FRAGILITE ET RESISTANCES MECANIQUES

Si l'on calcule le rapport $\frac{10 \text{ TF}}{C}$, on sait que le matériau est d'autant moins fragile que ce rapport est plus élevé :

- à un âge donné, le matériau est d'autant moins fragile que le pourcentage d'incorporation de filler est plus élevé,
- pour un pourcentage d'incorporation donné de filler, la fragilité augmente dans le temps quand se développent les résistances mécaniques.

On peut rapprocher ces résultats de ceux qui ont été obtenus sur la déformabilité : la déformabilité du matériau augmente lorsque sa fragilité diminue.

Si l'on porte sur un même graphique (figure n°22) la déformabilité D en abscisse et le rapport $\frac{10 \text{ TF}}{C}$ en ordonnée, on voit qu'il existe une certaine corrélation entre les deux propriétés du matériau. Les valeurs des déformabilités trouvées étant parfois très élevées, l'échelle des abscisses est logarithmique.

La corrélation trouvée est moins bonne que les corrélations analogues trouvées dans d'autres parties de

la recherche. Cela tient au fait que les résistances mesurées sont souvent faibles et l'on sait que la dispersion des mesures est plus grande, surtout en traction par flexion, pour des résistances faibles que pour des résistances élevées.

Par contre, il existe une excellente corrélation entre déformabilité et résistances en compression, ainsi qu'on peut le voir sur la figure n°23.

II - 3,5 ESSAIS EFFECTUES SUR DES LIANTS FILLERISES COMMERCIAUX

Les recherches précédentes ont porté sur des liants fabriqués en laboratoire, à différents taux de fillérisation.

Nous avons voulu voir si le comportement de différents liants fillérisés disponibles dans le commerce était le même.

Les ciments essayés sont des liants binaires à filler inerte, dont les compositions sont les suivantes :

- | | | |
|---|---|-----------|
| | (CPA 325 : 50 % | |
| A | (filler calcaire broyé séparément : 50 % | |
| | (CPA 325 : 40 % | |
| B | (filler calcaire broyé séparément : 60 % | |
| | (CPA 400 : 55 % | |
| C | (calcaire broyé séparément avec entraîneur | |
| | (d'air : 45 % | |
| | (CPA 400 : 45 % | |
| D | (calcaire broyé séparément avec entraîneur | |
| | (d'air : 55 % | |
| | (CPA : 50 % | broyage |
| E | (filler calcaire : 50 % | simultané |

Tous les essais ont été effectués, comme dans l'étude précédente, en pâte pure.

Les résultats des essais mécaniques, des capacités de déformation et des déformabilités ont fait l'objet d'un report sur les diagrammes précédemment établis

(figures n°22 et 23) où l'on remarquera que les liants fillérisés commerciaux (représentés par des croix) ont un comportement analogue à celui des liants fillérisés de laboratoire.

Sur la figure n°24, on a établi la corrélation entre la fragilité et la résistance mécanique des différents liants étudiés. On remarquera là encore que la fragilité augmente quand les résistances augmentent.

II - 3,6 PROLONGEMENTS

Il est intéressant de noter que le diagramme effort/déformation reste linéaire, donc pratiquement élastique, même pour des taux de fillérisation élevés. Mais il faut rappeler que nos essais ont été effectués en pâte pure.

Par contre, pour certains liants fillérisés commerciaux essayés en mortier 1/3 ISO, on a parfois trouvé que le diagramme s'incurvait et pouvait présenter une zone plastique. Cette propriété n'a été rencontrée jusqu'ici que sur des liants renfermant de l'air occlus (et il est pratiquement impossible d'entraîner un pourcentage d'air important dans la pâte pure). Il semble donc qu'il y ait une relation entre la forme du diagramme et la présence d'air dans le matériau. La granulométrie des bulles d'air est sans doute aussi très importante. Très fine dans le cas d'une occlusion d'air, elle semble conduire à une augmentation de la capacité de déformation. Par contre, nous verrons plus loin que les vides qui résultent d'une granulométrie déficiente (sous-dosage en liant par exemple) conduisent à une diminution de cette capacité.

Dans le cas présent (mortier à air occlus), il s'agit de propriétés très difficiles à mettre en évidence, et surtout très difficile à reproduire. Elles sont évidemment d'un grand intérêt car l'existence d'une plasticité pourrait être de nature à allonger la capacité de déformation à la rupture du matériau.

Il serait intéressant -mais malheureusement extrêmement long- de poursuivre des recherches dans cette direction.

II - 3,7 GRAVES ROUTIERES AUX CEMENTS FILLERISES

Nous venons de voir que la fillérisation pouvait augmenter considérablement la déformabilité des liants tout en réduisant leur fragilité.

Ces propriétés ont suggéré l'utilisation des ciments fillérisés dans la technique routière des graves-ciment pour la stabilisation des couches de base.

Nous avons donc étudié les propriétés des nouvelles graves aux ciments fillérisés. Sans entrer dans le détail de cette recherche qui a fait l'objet d'une publication dans la Revue Générale des Routes ⁽¹⁾, il nous paraît intéressant d'en rappeler ici le cadre et les conclusions.

Le ciment fillérisé avait, pour la circonstance, reçu une double addition :

- celle d'un entraîneur d'air, destiné à améliorer la résistance au gel de la grave,
- celle d'un retardateur de prise destiné à conférer à la grave-ciment une certaine rusticité de mise en oeuvre sur le chantier.

A partir d'un liant fillérisé de laboratoire (constitué de 40 parties de clinker pour 50 de filler), on a effectué des essais sur graves, où l'on a comparé la grave-ciment fillérisé adjuvantée à une grave-ciment classique (à teneur en clinker égale). Le double adjuvatement (retardateur + entraîneur d'air) du liant fillérisé

(1) M. VENUAT, J. ALEXANDRE - Recherches sur les ciments fillérisés pour graves-ciment, Revue Générale des Routes, janvier 1972.

conduit à une grave-ciment plus compacte, plus résistante au gel, donc plus durable que la grave-ciment classique. La nouvelle technique conduit aussi, à teneur en clinker égale, à une amélioration des résistances mécaniques en compression et en traction directe ainsi qu'à une augmentation de la capacité de déformation de la grave à la rupture par traction directe. A résistance égale, la grave-ciment fillérisé adjuvantée semble plus déformable que la grave-ciment classique.

La nouvelle technique a fait l'objet en 1972 d'une expérimentation en vraie grandeur (planches routières) dans le cadre du Plan Routier Breton.

II - 4

INFLUENCE DE LA FINESSE DU LIANT SUR LA DEFORMABILITE
A LA TRACTION ET AUTRES PROPRIETES DES MORTIERS ET BETONS

A partir d'un clinker industriel broyé à différentes finesses et gypsé à 5 %, on a fabriqué cinq liants de finesse respective :

2000 cm^2/g (surface Blaine)
2500
3000
4000
5000

La composition chimique de ce clinker, qui a été utilisé également dans les paragraphes II - 5 et II -6 du présent travail, est la suivante :

perte au feu	0,30
SiO_2	22,20
Al_2O_3	4,90
Fe_2O_3	2,90
CaO	68,18
MgO	0,60
Na_2O	0,07
K_2O	0,40
Insolubles	0,23
CaO libre	1,30

TiO ₂	0,26
P ₂ O ₅	0,15
MnO	0,11

ce qui correspond à la composition potentielle suivante (calculée à partir des formules de BOGUE) :

SC ₃	66,7
SC ₂	13,6
AC ₃	8,1
C ₄ AF	8,8

L'étude de l'influence de la finesse du liant a été effectuée :

- sur pâte pure (avec dans chaque cas un rapport E/C correspondant à la consistance normale de la pâte)
- sur mortier 1/3 ISO (à rapport E/C = 0,50).

Les essais effectués furent les suivants :

- mesure de la capacité de déformation à la rupture par traction annulaire après 24 heures, 3 jours et 7 jours de conservation en atmosphère humide,
- mesure des résistances mécaniques en traction par flexion et compression sur éprouvettes de 4 x 4 x 16 cm après 1, 3 et 7 jours de conservation humide,
- mesure de la vitesse du son (sur éprouvettes de résistances),
- mesure du temps de fissurabilité à l'anneau classique de pâte pure.

II - 4,1 ESSAIS EFFECTUES SUR PATE PURE

Dans tous les cas, les essais ont été faits sur pâte pure de consistance normale.

On a ainsi déterminé les différents rapports E/C correspondant aux consistances normales, qui sont respectivement de :

E/C = 23,5 % à la finesse de 2000 cm ² /g			
24	%	"	2500 "
24,5	%	"	3000 "
25	%	"	4000 "
26,8	%	"	5000 "

On remarquera que la quantité d'eau nécessaire à l'obtention d'une pâte de consistance normale augmente lorsque la finesse du liant augmente.

On a également déterminé les temps de prise des liants aux différentes finesses.

finesse	début de prise	fin de prise
2000 cm ² /g	3 h	4 h
2500 "	2 h 50 mn	3 h 35 mn
3000 "	2 h 35 mn	3 h 25 mn
4000 "	2 h	2 h 30 mn
5000 "	1 h 40 mn	2 h 10 mn

On voit donc que le temps de prise du liant diminue quand sa finesse augmente.

II - 4,11 Temps de fissuration à l'anneau

Les temps de fissuration à l'anneau classique de pâte pure, mesurés sur les liants de différentes finesses, sont les suivants :

finesse	temps de fissurabilité
2000 cm ² /g	54 h 54 mn
2500 "	30 h 42 mn
3000 "	28 h 6 mn
4000 "	6 h 55 mn
5000 "	5 h

On remarquera -et c'est une remarque importante rapportée aux résultats ultérieurs- que le temps de fissuration à l'anneau décroît considérablement quand la finesse du liant augmente.

II - 4,12 Capacité de déformation à la rupture par traction annulaire et déformabilité

Les essais de traction annulaire n'ont pu être effectués aux finesses de 2000 et 2500 cm²/g et les résultats obtenus aux finesses plus élevées doivent être examinés avec réserve.

En effet, la pâte pure présente un gonflement dans le cas d'une conservation humide. Ce gonflement, qui procède d'une très fine microfissuration résultat de l'hydratation différée des grains les plus gros ou des constituants expansifs (chaux libre, magnésie libre) est d'autant plus important que le ciment est broyé plus grossièrement.

Sous l'influence de ce gonflement, l'anneau de pâte pure se désolidarise de la frette d'acier. On pourrait penser qu'il suffit de monter en pression jusqu'à ce que la frette d'acier entre en contact avec l'anneau de mortier mais la déformation n'est vraisemblablement pas circulaire (le gonflement n'est pas uniformément réparti sur la circonférence) si bien que l'essai effectué lorsque ce gonflement est trop important perd toute signification (on ne se trouve plus dans des conditions de traction pure). On ignore d'ailleurs sous quel type de sollicitation se produit la rupture.

Même lorsqu'il est possible, le dépouillement des diagrammes obtenus avec des anneaux de pâte pure est très délicat et leur interprétation doit être prudente.

Compte-tenu des réserves formulées, on voit que la finesse du liant semble n'avoir que peu d'incidence sur la capacité de déformation à la rupture de la pâte pure de ciment. Peut-être peut-on relever sur la figure n°25 une légère tendance de cette capacité à croître avec la finesse aux premiers âges (essai à 24 heures).

De même, il n'est pas possible de mettre en évidence une influence de la finesse sur la déformabilité.

On notera seulement que la déformabilité de la pâte pure décroît dans le temps quand se développent les résistances (figure n°26). On retiendra surtout que les valeurs des déformabilités mesurées aux différents âges sont faibles: la pâte pure est peu déformable. Nous verrons plus loin qu'elle est fragile.

Enfin, on remarquera qu'il ne semble pas y avoir de corrélation entre le temps de fissurabilité à l'anneau, très sensible à l'influence de la finesse du liant, et la capacité de déformation à la rupture d'une part, la déformabilité d'autre part qui ne varient pratiquement pas avec cette dernière sur pâte pure.

Remarque :

On verra ultérieurement sur mortier que la finesse du ciment a une incidence très nette sur la capacité de déformation et la déformabilité du mortier.

Les essais effectués sur pâte pure sont discutables : la pâte pure est hétérogène, contrairement à ce que l'on pense souvent, et fragile ; sa résistance à la traction est difficile à mesurer et conduit à des résultats dispersés.

II - 4,13 Vitesse du son

La vitesse du son augmente en général quand la finesse du liant augmente, du moins aux résistances modestes (1 jour) mais la corrélation entre vitesse du son et résistance en compression est médiocre ce qui semble montrer encore l'hétérogénéité de la pâte pure (cette corrélation est en général bonne sur mortier ou béton).

II - 4,14 Résistances mécaniques et fragilité

Les résistances mécaniques en traction par flexion et en compression augmentent vite avec la finesse du liant jusqu'à une certaine finesse où elles plafonnent ($4000 \text{ cm}^2/\text{g}$), valeur qui n'est pratiquement jamais dépassée en cimenterie.

Le rapport $10 \frac{TF}{C}$ diminue rapidement lorsque la finesse du liant augmente. A partir de $3000 \text{ cm}^2/\text{g}$, il varie peu avec la finesse et dans le temps.

La fragilité de la pâte pure augmente avec la finesse du liant ; à partir de $3000 \text{ cm}^2/\text{g}$, on peut dire que la pâte pure est un matériau très fragile. Cette fragilité a tendance à augmenter quand la résistance en compression augmente.

II - 4,2 ESSAIS EFFECTUES SUR MORTIER

Les essais ont été faits sur mortier 1/3 ISO, à rapport E/C = 0,50, avec les liants aux différentes finesses.

II - 4,21 Capacité de déformation à la rupture par traction annulaire et déformabilité

On peut remarquer que la capacité de déformation à la rupture du mortier augmente lorsque la finesse du liant augmente (figure n°27).

Par contre, la déformabilité du mortier diminue très vite lorsque la finesse du liant augmente. Cette propriété est très nette aux jeunes âges : 1 jour et, à un degré moindre, 3 jours. Il ne semble pas y avoir à 7 jours d'influence de la finesse sur la déformabilité du mortier (figure n°28).

Il faut noter ici une bonne correspondance entre la déformabilité du mortier et le temps de fissuration à l'anneau classique de pâte pure qui, tous deux diminuent lorsque la finesse du liant augmente.

II - 4,22 Vitesse du son

La vitesse du son augmente dans le mortier quand la finesse du liant augmente jusqu'à une certaine valeur de cette dernière (qui dépend de l'âge de l'éprouvette) où elle plafonne.

Il y a une bonne corrélation entre vitesse

du son et résistances en compression du mortier.

II - 4,23 Résistances mécaniques en traction par flexion et
compression - Fragilité

Les résistances mécaniques du mortier normal augmentent lorsque la finesse du liant augmente, ce qui est une propriété bien connue. Par contre, le rapport $10 \frac{TF}{C}$ diminue à un âge donné quand la finesse du liant s'élève. La fragilité du mortier augmente avec la finesse du liant.

II - 4,3 CONCLUSIONS

Là encore les résistances mécaniques et la fragilité apparaissent comme les principaux facteurs qui conditionnent la capacité de déformation et la déformabilité d'un ciment portland. L'incidence de la finesse sur la capacité de déformation et la déformabilité n'est que la traduction de cette même incidence sur les résistances mécaniques.

Cette incidence est faible sur la pâte pure dont les résistances sont élevées car la déformabilité varie peu avec la résistance pour les résistances élevées, mais beaucoup plus sensible sur le mortier dont les résistances sont plus modestes. C'est ce que traduit la forme hyperbolique de la courbe déformabilité/résistances (figure n°29).

II - 5 ETUDE DE L'INFLUENCE DU RAPPORT E/C SUR LA DEFORMABILITE
A LA TRACTION ET AUTRES PROPRIETES DES MORTIERS ET BETONS

Le liant utilisé dans cette partie de la recherche fut obtenu à partir du clinker précédemment utilisé en II - 4, par broyage à $3000 \text{ cm}^2/\text{g}$ et gypsage.

Les essais ont été effectués :

- sur mortier 1/3 ISO : 3 rapports E/C ont été utilisés : 0,45 - 0,50 - 0,55,
- sur microbéton 0/8 mm : 3 rapports E/C ont été choisis autour d'une plasticité moyenne : 0,40 - 0,47 - 0,52.

Les essais effectués ont été les suivants :

- mesure de la capacité de déformation à la rupture par traction annulaire après 24 heures, 3 jours et 7 jours de conservation en atmosphère humide (95 ± 5 % d'humidité relative).
- mesure des résistances mécaniques en traction par flexion et compression sur éprouvettes 4 x 4 x 16 cm après 1, 3 et 7 jours de conservation humide,
- mesure de la vitesse du son (sur éprouvettes de résistances).

II - 5,1 ESSAIS EFFECTUES SUR MORTIER

Les essais ont été effectués sur mortier 1/3 ISO, à différents rapports E/C :

0,45
0,50
0,55.

II - 5,11 Capacité de déformation à la rupture par traction annulaire et déformabilité

Les capacités de déformation ϵ semblent pratiquement ne pas dépendre du rapport E/C à la dispersion près des essais bien entendu. Ces capacités augmentent dans le temps quand se développent les résistances mécaniques.

Corrélativement, la déformabilité du mortier, à un âge donné, augmente quand le rapport E/C augmente car les résistances diminuent (figure n°30).

II - 5,12 Vitesse du son

La vitesse du son diminue dans le mortier quand le rapport E/C croît (à un âge donné) et augmente dans le temps pour un rapport E/C donné.

Il y a une excellente corrélation entre la vitesse du son dans le mortier et les résistances mécaniques.

II - 5,13 Résistances mécaniques en traction flexion et compression - Fragilité

On retrouve des propriétés bien connues : les résistances diminuent avec le rapport E/C et augmentent dans le temps pour un rapport E/C donné.

Le rapport flexion/compression, exprimé sous la forme $\frac{10 \text{ TF}}{C}$, augmente lorsque le rapport E/C augmente et diminue dans le temps pour un rapport E/C donné. On sait que ce rapport varie à l'inverse de la fragilité du matériau. Le mortier est donc d'autant moins fragile que son rapport E/C est plus élevé (dans les limites opératoires bien entendu). On remarquera aussi que la fragilité du mortier augmente quand sa résistance à la compression augmente (figure n°31).

II - 5,14 Conclusions sur mortier 1/3 ISO

Nous avons dit que si la capacité de déformation à la rupture par traction était peu sensible aux variations du rapport E/C, la déformabilité du mortier augmentait par contre avec le rapport E/C, tandis que sa fragilité diminuait.

On peut relier les deux propriétés sur un graphique (figure n°32), où l'on voit que la corrélation est assez bonne, et que la déformabilité du matériau augmente quand le rapport $\frac{10 \text{ TF}}{C}$ augmente, c'est-à-dire quand sa fragilité diminue.

Il existe par ailleurs une bonne corrélation entre la déformabilité et la résistance en compression du matériau (figure n°33).

II - 5,2 ESSAIS EFFECTUES SUR MICROBETON

A partir de deux sables d'étendue granulaire respective 0/0,7 mm, 0,6/1,25 mm et de deux gravillons d'étendue granulaire respective 2/4 mm et 6/8 mm, on a calculé un microbéton 0/8 mm à l'aide de la méthode gra-

nulométrique de JOISEL qui correspond à un mélange de compacité optimale.

Les proportions calculées furent les suivantes:

Ciment	420 kg/m ³
Sable 0/0,7 mm	404
Sable 0,6/1,25 mm	404
Gravillon 2/4 mm	535
Gravillon 6/8 mm	327

On a ensuite déterminé un rapport E/C moyen de 0,47 correspondant à une plasticité moyenne (flow-test ou étalement à la table de 80 % environ) et l'on a ensuite choisi deux rapports E/C de part et d'autre de ces valeurs : E/C = 0,42 correspondant à un étalement ≈ 20 %
E/C = 0,52 " " ≈ 120 %

On a donc étudié 3 rapports E/C :

0,42

0,47

0,52

II - 5,21 Capacité de déformation à la rupture par traction annulaire et déformabilité

Les capacités de déformation trouvées sur microbéton sont dispersées, ce qui ne saurait surprendre d'un essai de traction. La capacité de déformation semble augmenter dans le temps (elle varie de 0,6 à 0,8 . 10⁻⁴ environ à 1 jour, de 0,8 à 1,2 . 10⁻⁴ à 3 jours et 7 jours).

On retiendra surtout que, sur microbéton comme sur mortier, la capacité de déformation à la rupture ne semble pas dépendre du rapport E/C. Corrélativement, la déformabilité D augmente quand le rapport E/C augmente et diminue dans le temps à rapport E/C donné quand se développent les résistances mécaniques (comme pour le mortier).

II - 5,22 Vitesse du son

La vitesse du son diminue quand le rapport E/C croît et augmente dans le temps pour un rapport E/C donné. La corrélation entre vitesse du son et résistances mécaniques est bonne.

II - 5,23 Résistances mécaniques et fragilité

Les résistances diminuent quand le rapport E/C croît tandis que le rapport $10 \frac{TF}{C}$ augmente. Dans les limites opératoires de variation du rapport E/C, la fragilité du matériau diminue quand E/C croît. Nous avons fait la même constatation avec le mortier. On remarquera aussi que la fragilité du microbéton augmente quand sa résistance en compression augmente (figure n°34).

II - 5,24 Conclusions sur microbéton

La déformabilité du microbéton, comme celle du mortier, augmente avec le rapport E/C tandis que la fragilité du matériau diminue.

Ces deux propriétés ont été portées sur un même graphique (figure n°35) où l'on peut voir qu'il existe une corrélation assez bonne : la déformabilité du microbéton augmente quand sa fragilité diminue.

On trouve aussi une corrélation entre déformabilité et résistances mécaniques : la déformabilité du microbéton diminue quand sa résistance augmente (voir figure n°36 où ont été portés aussi les résultats obtenus ultérieurement en II - 6).

II - 6 ETUDE DE L'INFLUENCE DU DOSAGE EN CIMENT SUR LA DEFOR-
MABILITE A LA TRACTION ET AUTRES PROPRIETES DU MATERIAU

L'étude a été faite sur microbéton 0/8 mm seulement. A partir de la composition granulométrique établie en II - 5,2, dont le dosage en ciment constitue le dosage de référence, on a calculé deux autres compositions correspondant d'une part à un sous-dosage, d'autre part à

un surdosage en liant, parremplacement d'une partie du ciment par un volume égal de sable dans un cas, d'une partie du sable par un volume égal de ciment dans l'autre cas.

Le liant utilisé était le liant de finesse Blaine égale à $3000 \text{ cm}^2/\text{g}$ précédemment étudié.

On a ainsi pu étudier 3 dosages en ciment :

- sous dosage : 300 kg/m^3
- dosage de référence : 420 kg/m^3
- surdosage : 600 kg/m^3 .

Les essais ont été effectués à plasticité constante, les rapports E/C correspondant dans tous les cas à un même étalement à la table.

On a ainsi mesuré :

- la capacité de déformation à la rupture par traction annulaire après 24 heures, 3 jours et 7 jours de conservation en atmosphère humide,
- les résistances mécaniques en traction flexion et compression aux mêmes âges et dans les mêmes conditions (éprouvettes $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}$),
- les vitesses du son (sur éprouvette de résistances).

Les résultats des essais mécaniques (traction annulaire et résistances mécaniques) sont donnés sur le tableau 10 où l'on remarquera que :

- la capacité de déformation à la rupture par traction à un âge donné augmente quand le dosage en ciment augmente mais moins vite que les résistances mécaniques,
- corrélativement, la déformabilité à un âge donné décroît quand le dosage en ciment augmente. Elle est toutefois du même ordre dans le cas du sous-dosage et dans le cas du dosage de référence,
- la fragilité du microbéton augmente quand sa résistance en compression augmente. C'est ce que l'on peut voir sur la figure n°36 où ont été reportés aussi les résultats précédemment obtenus sur microbéton à différents rapports E/C.

- si l'on porte sur un graphique la déformabilité en fonction des résistances en compression, les points trouvés viennent se situer à peu près sur la courbe hyperbolique précédemment trouvée en II - 5,2 pour le dosage de référence et pour le surdosage. Par contre, les points correspondants au béton sous-dosé se situent nettement au-dessous de cette courbe. C'est ce qui apparaît sur la figure n°37 où l'on voit qu'à résistance donnée R_0 , le béton sous-dosé est moins déformable qu'un béton correctement dosé,
- de même, sur le graphique 38, on voit que le microbéton est d'autant plus déformable qu'il est moins fragile. Là aussi, les points correspondant au sous-dosage ne se situent pas sur la courbe générale, mais sur une autre courbe au-dessus de cette dernière. A fragilité donnée F_0 , le béton sous-dosé est moins déformable qu'un béton correctement dosé.

Ces résultats sont très intéressants car ils montrent que la résistance n'est pas le seul paramètre qui conditionne la déformabilité. Nous avons d'ailleurs tiré des conclusions analogues sur les graves-ciment fillérisé : nous avons vu qu'à résistance égale, la grave-ciment fillérisé (à 8 % de ciment fillérisé) était plus déformable que la grave-ciment classique (à 3,5 % de ciment portland).

On remarquera que dans les deux cas, celui de la grave et celui du microbéton, à résistance égale interviennent des changements de structure. Dans le cas de la grave-ciment fillérisé, la fillérisation conduit à une augmentation de compacité. Par contre, le sous-dosage du microbéton correspond à une diminution de compacité. La conclusion est commune : à résistance donnée, c'est le matériau qui présente la compacité la plus élevée qui est aussi le plus déformable.

Il est à remarquer que le béton surdosé se place, à la dispersion près, sur la même courbe que le

béton de référence, ce qui n'est pas contradictoire puisque le dosage de référence calculé correspond à la compacité optimale. Au-delà de ce dosage, il est donc normal que l'on observe une augmentation de résistance (d'où diminution de la déformabilité) sans augmentation de la compacité, c'est-à-dire sans compensation.

Compléments :

A un âge donné, la vitesse du son dans le microbéton augmente quand le dosage en ciment augmente. Il existe une bonne corrélation entre la vitesse du son et les résistances mécaniques ainsi qu'on peut le voir sur la figure n°39 où ont été portées également les valeurs précédemment trouvées lors de l'étude de la variation du rapport E/C sur microbéton (II - 5,2).

II - 7

ANNEXE : OBSERVATION AUX ULTRA-VIOLETS DES DIFFERENTS
MODES DE FISSURATION

La fissuration peut intervenir d'une manière différente selon les caractéristiques mécaniques du liant.

En fait, lorsque le liant présente des résistances mécaniques élevées, l'essai de traction annulaire prend fin sur une fissure franche de l'éprouvette très facilement perceptible à l'oreille et qui se traduit par une brusque variation du diagramme effort/déformation (légère chute de pression, déformation importante correspondant à la largeur de la fissure) (figure n°40).

Par contre, lorsque les résistances mécaniques sont très faibles, on enregistre une déformation régulière, sans à coup, qui traduit une décohésion progressive du matériau. On peut alors parler de fissuration diffuse.

Entre ces deux types de fissuration bien distincts, on observe des phénomènes qui le sont moins où le matériau semble passer de l'élasticité à la microfissuration sans qu'on puisse parler de phase plastique (le diagramme effort/déformation peut même être linéaire sans

être réversible) avant apparition d'une fissure franche.

Nous avons cherché à voir directement sur l'éprouvette ce qui se passait et choisi d'adapter à l'essai une technique de détection des défauts de surface utilisée depuis un certain temps en métallurgie.

Cette technique avait d'ailleurs été utilisée déjà sur béton par le CERIB. Il s'agit d'une observation aux U.V. des fissures préalablement visualisées à l'aide d'un dépôt de particules fluorescentes. La méthode consiste à pulvériser sur une section plane de ciment, mortier ou béton une suspension huileuse de particules fluorescentes. On choisit une huile à très faible tension superficielle qui s'écoule dans les fissures en drainant les particules. Ces dernières, d'une dimension comprise entre 2 et 5 μ environ, se déposent et s'accumulent aux bords des fissures dont la largeur est inférieure à cette dimension et dont elles épaississent le tracé. Après absorption de l'huile par le béton, l'observation aux rayons ultra-violets montre la répartition des fissures les plus fines.

Nous avons adapté cette technique à l'essai de traction annulaire. L'éprouvette est éclairée par une lampe fluorescente à émission ultra-violette, de forme torique, et l'observation est faite au travers d'une loupe dite "à éclairage circulaire uniforme", orientable dans tous les sens, à très grand champ de vision et à fort grossissement réglable par bras articulé équilibré. Les ultra-violets sont filtrés par un écran de verre de Wood pour détecter les défauts de surface, en particulier criques et fissures (figure n°41).

Grâce à cette technique, nous avons pu différencier 3 types essentiels de rupture :

- une rupture franche qui se traduit par une fissure unique. On ne décèle pas de microfissure. Ce type de rupture s'observe de manière générale pour tous les ciments portlands sans addition (figure n°40),

- une rupture plus complexe, où l'éprouvette présente des amorces de microfissures très courtes et régulièrement espacées sur sa face intérieure jusqu'à ce que l'une d'entre elles s'étende jusqu'à la face extérieure en provoquant une fissure franche (figure n°42). On peut voir aussi de légères amorces de microfissures sur la face externe, mais elles sont plus rares. Parfois l'amorce intérieure de microfissure se scinde en deux branches, en donnant une fissuration en Y (figure n°43). Ce type de fissuration se présente sur des éprouvettes jeunes de CPA ou de ciments à constituants secondaires ou de ciments moyennement fillérisés,
- une microfissuration régulière le plus souvent sans fissure franche. Les microfissures peuvent se situer dans la direction de l'effort ou perpendiculairement à cette direction (figure n°44). Ce type de fissuration se rencontre en particulier sur des liants très enrichis en filler calcaire surtout lorsqu'ils contiennent de l'air occlus, parfois sur des liants à très forte teneur en laitier (CLK non chloruré, aux jeunes âges). Il semble que ce type de fissuration résulte d'un état d'équilibre extrêmement instable. Il suffit qu'une fissure s'étende pour qu'on passe de la microfissure diffuse au type de fissuration précédent. L'obtention systématique d'un tel type de fissuration est donc très aléatoire. On ne le reproduit pas facilement sauf peut-être en arrêtant les amorces de fissures par incorporation d'un réseau de très fines bulles d'air occlus.

Nous avons vu précédemment que l'on pouvait rencontrer sur des mortiers de ciment fillérisé contenant de l'air occlus une augmentation de la capacité de déformation à la rupture par traction. Cette remarque va vraisemblablement de pair avec la microfissuration observée. On peut penser que les bulles d'air font obstacle à la fissuration. A très faible échelle, l'amorce de fissure qui rencontre une bulle d'air est momentanément stoppée, la bulle ayant ensuite tendance à répartir la

contrainte et à scinder la fissure initiale en deux ou plusieurs fissures de largeur réduite (figure n°45). Ce phénomène est sans doute fortement facilité, dans le cas des enduits, par l'adhérence de l'enduit sur son support.

Note :

Il est à préciser que ces différentes observations ont pu être faites sur des éprouvettes conservées en atmosphère sèche (salle à 50 % H.R.) et le plus souvent après l'essai. La précédente technique n'est pas pour l'instant utilisable sur des éprouvettes conservées en atmosphère humide car les fissures, gorgées d'eau, s'opposent au drainage de l'huile.

REMERCIEMENTS

Le démarrage d'une technique nouvelle constitue toujours une tâche difficile, nous en sommes parfaitement conscients. Aussi devons-nous remercier très vivement Messieurs COUVRET et SCEMAMA, Techniciens au Laboratoire du CERILH, pour le soin qu'ils ont apporté à l'exécution d'essais d'une technologie délicate et l'efficacité de leur contribution.

Tableau 1 - Capacités de déformation et coefficient de variation,

Contraintes de rupture et modules d'un CPA 400 de 6 heures à 7 jours

Age	Capacité de déformation	V %	σ_b (bars)	E_b (bars)
6 h	de 0,3 à 0,6.10 ⁻⁴			
8 h	de 0,4 à 0,6.10 ⁻⁴			
12 h	0,63.10 ⁻⁴	19	21	trop dispersé
18 h	0,81.10 ⁻⁴	12	21	2,8.10 ⁵
24 h	0,93.10 ⁻⁴	10	24	2,7.10 ⁵
2 jours	0,97.10 ⁻⁴	11	36	3,7.10 ⁵
7 jours	1,08.10 ⁻⁴	12,5	53	4,9.10 ⁵

V = coefficient de variation (en %)

σ_b = contrainte de rupture en traction (bars)

E_b = module d'élasticité (bars)

Tableau 2 - Capacités de déformation de différents liants commerciaux à 1, 3 et 7 jours

Corrélation avec les résistances mécaniques et le temps de fissuration à l'anneau de pâte pure

Liant	Age	RESISTANCES MECANQUES			$10 \frac{TF}{C}$	Capacité de déformation	R_{c7}/R_{c1}	Temps de fissuration à l'anneau de pâte pure
		TF	C					
PMF 2	1j	15	62,5		2,4	0,70.10 ⁻⁴		
	3j	39,5	166		2,4	1,23.10 ⁻⁴	4,16	14h 40 mn
	7j	52	260		2,0	1,38.10 ⁻⁴		
CPA 400	1j	28	125		2,2	0,92.10 ⁻⁴		
	3j	45	220		2,0	0,97.10 ⁻⁴	3,83	15h 00mn
	7j	81	479		1,7	1,08.10 ⁻⁴		
Ciment pour enduit	1j	5,5	19		2,9	0,69.10 ⁻⁴		
	3j	22,5	87,5		2,6	0,84.10 ⁻⁴	5,47	30h 30mn
	7j	25,5	104		2,45	0,94.10 ⁻⁴		
CLK	1j	5,5	19		2,9	0,65.10 ⁻⁴		
	3j	44	175		2,5	1,23.10 ⁻⁴	14,8	20h 20mn
	7j	65	281		2,3	1,60.10 ⁻⁴		
CPAL	1j	25	108		2,3	0,75.10 ⁻⁴		
	3j	50	232		2,15	0,95.10 ⁻⁴	3,01	22h 20mn
	7j	64	325		2,0	1,15.10 ⁻⁴		
Alumi-neux	1j	78	690		1,1	0,95.10 ⁻⁴		
	3j	81	865		0,9	0,87.10 ⁻⁴	1,23	0h
	7j	88	850		1,0	0,91.10 ⁻⁴		
CPAC	1j	16	75		2,13	0,67.10 ⁻⁴		
	3j	38	180		2,11	1,01.10 ⁻⁴	5,2	20h 30mn
	7j	70	387		1,81	1,01.10 ⁻⁴		

TF résistances en traction par flexion (bars)
C résistances en compression (bars)

R_{c7}/R_{c1} rapport des résistances en compression à 7 jours et à 1 jour.

Tableau 4 - Evolution en atmosphère sèche (à retrait "intégrée") de la capacité de déformation à la rupture par traction de différents liants commerciaux (anneaux de mortier 1/3 ISO conservés en salle à 50% H.R. et 20°C à partir de 24 heures).

	24 heures		3 jours		7 jours	
	ε	V %	ε	V %	ε	V %
CPA 400	$0,93.10^{-4}$	10,0	$0,39.10^{-4}$	16,0	0	0
CPAL	$0,68.10^{-4}$	13,9	$0,38.10^{-4}$	17,8	$0,19.10^{-4}$	49,3
CPAC	$0,68.10^{-4}$	13,6	$0,37.10^{-4}$	12,9	$0,20.10^{-4}$	55,7
Ciment pour enduit	$0,60.10^{-4}$	15,4	$0,50.10^{-4}$	15,0	$0,44.10^{-4}$	37,6

Tableau 4 - Essais de déformabilité pratiqués sur différents ciments portlands de compositions potentielles différentes (mortier 1/3 ISO)

Liant	Compositions potentielles				Ages	Résistances mécaniques			Capacités de déformation ϵ	Déformabilité D
	C_3A	SC_3	SC_2	SC_3/SC_2		TF	C	10TF/C		
A (CPA 400)	8,0	20,75	46,7	0,44	1 j	25	86	2,91	$0,91 \cdot 10^{-4}$	6,6
					3 j	51	224	2,28	$1,01 \cdot 10^{-4}$	3,3
					7 j	61	290	2,10	$1,05 \cdot 10^{-4}$	2,9
B (CPA 400)	7,8	60,9	17,7	3,44	1 j	30	115	2,61	$0,97 \cdot 10^{-4}$	5,4
					3 j	66	300	2,20	$1,11 \cdot 10^{-4}$	2,8
					7 j	83	442	1,88	$1,20 \cdot 10^{-4}$	2,4
C (CPA 325)	10,3	46,6	26,2	1,74	1 j	28	110	2,55	$1,0 \cdot 10^{-4}$	5,95
					3 j	59	295	2,0	$1,11 \cdot 10^{-4}$	3,1
					7 j	80	400	2,0	$1,15 \cdot 10^{-4}$	2,7
D (CPA 400)	11,6	63,7	13,4	4,75	1 j	34	135	2,52	$1,01 \cdot 10^{-4}$	4,9
					3 j	69	360	1,92	$1,15 \cdot 10^{-4}$	2,8
					7 j	85	492	1,73	$1,20 \cdot 10^{-4}$	2,35
E (CPA 325)	11,0	52,6	25,0	2,1	1 j	29	110	2,63	$1,0 \cdot 10^{-4}$	5,75
					3 j	58	275	2,11	$1,10 \cdot 10^{-4}$	2,2
					7 j	79	403	1,96	$1,17 \cdot 10^{-4}$	2,5
F (CPA 400)	11,0	51,1	21,5	2,38	1 j	29	108	2,68	$0,99 \cdot 10^{-4}$	5,7
					3 j	60	290	2,07	$1,10 \cdot 10^{-4}$	3,05
					7 j	76	409	1,86	$1,20 \cdot 10^{-4}$	2,6
G (CPA 400)	13,4	48,3	20,3	2,38	1 j	30	120	2,50	$0,99 \cdot 10^{-4}$	5,5
					3 j	65	320	2,03	$1,15 \cdot 10^{-4}$	2,9
					7 j	81	405	2,00	$1,19 \cdot 10^{-4}$	2,4
H (laboratoire)	8,1	66,7	13,6	4,96	1 j	29	114	2,54	$0,83 \cdot 10^{-4}$	4,8
					3 j	67	320	2,1	$1,12 \cdot 10^{-4}$	2,8
					7 j	84	452	1,86	$1,16 \cdot 10^{-4}$	2,4

Tableau 5 - Incidence de la composition potentielle sur les capacités de déformation à la rupture à 1 jour (ϵ_1), 3 jours (ϵ_3) et 7 jours (ϵ_7) - Matrice des corrélations

	ϵ_1	ϵ_3	ϵ_7	C_3^A	C_3^S	C_2^S	C_3^S/C_2^S
ϵ_1	1	0,33	0,45	- 0,14	- 0,01	- 0,01	- 0,23
ϵ_3	0,33	1	0,87	- 0,01	0,81	- 0,91	0,70
ϵ_7	0,45	0,87	1	- 0,04	0,83	- 0,89	0,63
C_3^A	- 0,14	- 0,01	- 0,04	1	- 0,27	0,11	- 0,29
C_3^S	- 0,01	0,81	0,83	- 0,27	1	- 0,97	0,92
C_2^S	- 0,01	- 0,01	- 0,89	0,11	- 0,97	1	- 0,89
C_3^S/C_2^S	- 0,23	0,70	0,63	- 0,29	0,92	- 0,89	1

Tableau 6 - Incidence de la composition potentielle sur les déformabilités à 1 jour (D_1), à 3 jours (D_3) et à 7 jours (D_7) de différents ciments portlands
Matrice des corrélations

	D_1	D_3	D_7	C_3^A	C_3^S	C_2^S	C_3^S/C_2^S
D_1	1	0,91	0,96	0,22	- 0,95	0,95	- 0,98
D_3	0,91	1	0,87	0,005	- 0,86	0,88	- 0,91
D_7	0,96	0,87	1	0,25	- 0,95	0,93	- 0,91
C_3^A	0,22	0,005	0,25	1	- 0,27	0,11	- 0,29
C_3^S	- 0,95	- 0,86	- 0,95	- 0,27	1	- 0,97	0,92
C_2^S	0,95	0,88	0,93	0,11	- 0,97	1	- 0,89
C_3^S/C_2^S	- 0,98	- 0,91	- 0,91	- 0,29	0,92	- 0,89	1

Tableau 7 - Incidence des résistances mécaniques sur les capacités de déformation et les

déformabilités à 1, 3 et 7 jours

Matrice des corrélations

	TF 1	TF 3	TF 7	C ₁	C ₃	C ₇	ε ₁	ε ₃	ε ₇	D ₁	D ₃	D ₇
TF 1	1	0,86	0,80	0,97	0,92	0,90	0,41	0,85	0,81	- 0,81	- 0,75	- 0,79
TF 3	0,86	1	0,90	0,90	0,94	0,93	0,02	0,88	0,79	- 0,95	- 0,97	- 0,93
TF 7	0,80	0,90	1	0,89	0,89	0,94	0,18	0,93	0,86	- 0,89	- 0,82	- 0,89
C ₁	0,97	0,90	0,89	1	0,97	0,92	0,37	0,94	0,82	- 0,85	- 0,78	- 0,83
C ₃	0,92	0,94	0,89	0,97	1	0,93	0,19	0,93	0,78	- 0,90	- 0,85	- 0,83
C ₇	0,90	0,93	0,94	0,92	0,93	1	0,16	0,87	0,85	- 0,94	- 0,87	- 0,90
ε ₁	0,41	0,02	0,18	0,37	0,19	0,16	1	0,33	0,45	0,13	0,13	0,07
ε ₃	0,85	0,88	0,93	0,94	0,93	0,87	0,33	1	0,87	- 0,82	- 0,75	- 0,82
ε ₇	0,81	0,79	0,86	0,82	0,78	0,85	0,45	0,87	1	- 0,73	- 0,69	- 0,77
D ₁	- 0,81	- 0,95	- 0,89	- 0,85	- 0,90	- 0,94	0,13	- 0,82	- 0,73	1	0,91	0,96
D ₃	- 0,75	- 0,97	- 0,82	- 0,78	- 0,85	- 0,87	0,13	- 0,75	- 0,69	0,91	1	0,87
D ₇	- 0,79	- 0,93	- 0,89	- 0,83	- 0,83	- 0,90	0,07	- 0,82	- 0,77	0,96	0,87	1

TF 1 résistances en traction par flexion)
C₁ résistances en compression)
ε₁ capacité de déformation)
D₁ déformabilité)

(l'indice indique l'échéance de la mesure:
1, 3 ou 7 jours)

Tableau 8 - Corrélation entre déformabilités et "fragilités" aux différents âges (1, 3, 7 jours)

Matrice des corrélations

	(10TF/C) ₁	(10TF/C) ₂	10(TF/C) ₇	D ₁	D ₃	D ₇
(10TF/C) ₁	1	0,78	0,55	0,79	0,71	0,79
(10TF/C) ₃	0,78	1	0,57	0,57	0,41	0,45
(10TF/C) ₇	0,55	0,57	1	0,84	0,78	0,76
D ₁	0,79	0,57	0,84	1	0,91	0,96
D ₃	0,71	0,41	0,78	0,91	1	0,87
D ₇	0,79	0,45	0,76	0,96	0,87	1

Tableau 9 - Corrélation entre résistances mécaniques et compositions potentielles

	TF 1	TF 3	TF 7	C ₁	C ₃	C ₇
C ₃ A	- 0,34	- 0,08	- 0,15	- 0,26	- 0,13	- 0,30
C ₃ S	0,78	0,90	0,94	0,81	0,83	0,96
C ₂ S	- 0,83	- 0,94	- 0,96	- 0,88	- 0,91	- 0,97
C ₃ S/C ₂ S	0,77	0,92	0,81	0,78	0,85	0,91

TF 1, TF 3, TF 7 : résistances en traction par flexion à 1, 3, 7 jours
 C₁, C₃, C₇ : résistances en compression à 1, 3, 7 jours.

Tableau 10 - Influence du dosage en ciment sur les résistances mécaniques, la capacité de déformation, la déformabilité et la fragilité du microbéton.

		TF	C	ϵ	D	10 TF/C
Sous-dosage (300kg/m ³)	1 j	12,5	60	$0,30.10^{-4}$	4,0	2,1
	3 j	22	109	$0,45.10^{-4}$	3,4	2,0
	7 j	40	236	$0,63.10^{-4}$	2,6	1,7
Dosage de Référence (420kg/m ³)	1 j	20,5	105	$0,67.10^{-4}$	5,4	1,95
	3 j	40	272	$0,83.10^{-4}$	3,5	1,5
	7 j	58	441	$0,83.10^{-4}$	2,4	1,3
Surdosage (600kg/m ³)	1 j	40	281	$0,83.10^{-4}$	3,5	1,4
	3 j	66,5	490	$0,94.10^{-4}$	2,35	1,36
	7 j	78	723	$0,87.10^{-4}$	1,9	1,1

TF résistances en traction par flexion (bars)

C résistances en compression (bars)

ϵ capacité de déformation à la rupture par traction

D déformabilité

TROISIEME PARTIE

CONCLUSIONS GENERALES

III - 1

CAPACITE DE DEFORMATION ET RESISTANCES - LABORATOIRE ET
CHANTIER

On sait que la principale fonction de l'appareil est de mesurer la capacité de déformation à la rupture par traction du matériau. On pensait, en abordant la recherche, que cette capacité était susceptible de varier dans d'assez larges limites. Nous avons vu qu'il n'en était pas ainsi dans la plupart des cas, les exceptions à la règle étant d'ailleurs d'un très grand intérêt (ciments fillérisés).

La capacité de déformation des portlands varie peu, et dans des limites qui ne peuvent faire espérer une différenciation de ces liants. Dans l'ensemble, on peut dire que la capacité de déformation du matériau croît quand sa résistance croît, mais il faut une très importante variation de résistance pour que la variation correspondante de la capacité de déformation soit significative.

De l'ordre de $0,9$ à $11 \cdot 10^{-4}$ à 24 heures, la capacité de déformation d'un mortier de ciment portland peut atteindre $1,1$ à $1,3 \cdot 10^{-4}$ à 7 jours et progresse peu par la suite.

La capacité de déformation du matériau est souvent pratiquement indépendante des facteurs qui ont relativement peu d'influence sur sa résistance.

Par exemple, nous avons vu que le rapport E/C , dans des limites de variation raisonnables (qui correspondent cependant à des variations de résistances pouvant aller du simple au double) était pratiquement sans incidence sur la capacité de déformation.

Par contre, la capacité de déformation est affectée par les facteurs qui affectent beaucoup les résistances, surtout dans la zone des faibles résistances.

Ainsi la capacité de déformation des liants contenant une forte proportion de constituants secondaires (cendre volante ou laitier de haut-fourneau) est très diminuée aux jeunes âges, où les résistances sont faibles, mais augmente beaucoup par la suite pour rejoindre celle des portlands quand se manifestent les propriétés pouzzolaniques de la cendre ou hydrauliques du laitier. De même, la capacité de déformation du béton a tendance à décroître quand le dosage en ciment diminue. Cependant, nous avons vu qu'une variation de dosage du microbéton n'entraînait pas de décalage du diagramme déformabilité/résistances tant qu'il n'y avait pas de chute de compacité. Mais à résistance égale, la déformabilité diminue quand la compacité diminue (sans doute observerait-on le même phénomène pour des variations exagérées du rapport E/C).

Il faut cependant tenir compte qu'il s'agit d'essais de laboratoire qui portent sur des matériaux beaucoup plus homogènes que ceux mis en oeuvre sur les chantiers. Dans la pratique, les causes d'hétérogénéité sont beaucoup plus nombreuses. En particulier, les variations de dosage en eau peuvent être beaucoup plus importantes, le malaxage est moins soigné et la mise en place moins énergique et moins constante. Dès lors peuvent intervenir dans le béton des discontinuités (nids de cailloux, vides, nids de sables, irrégularités granulométriques diverses). La capacité de déformation peut être localement très faible ou nulle. C'est préférentiellement à ces endroits que se produiront les fissures, d'autant que le béton avoisinant peut être très résistant.

Il y a là une confusion à ne pas faire. Les gradients de résistances, ou les gradients de modules, dus à l'hétérogénéité du béton sont considérablement plus importants que le ciment lui-même. La fissuration intéresse surtout le comportement du béton à la traction. Une hétérogénéité peut ne pas affecter les résistances en compression alors qu'elle risque d'annuler localement, donc d'annuler tout court la résistance à la traction. On voit

qu'il ne faut pas confondre trop vite résistances et modules, d'où l'intérêt de la notion de déformabilité.

Nous avons dit que la règle générale selon laquelle la capacité de déformation variait comme les résistances mécaniques n'était pas sans exception : les ciments à filler inerte (calcaire broyé, cru de cimenterie) ont à la fois des résistances nettement inférieures et des capacités de déformation au moins égales sinon supérieures à celles des portlands sans addition. Nous avons vu que ces propriétés pouvaient être d'un grand intérêt scientifique puisqu'elles sont susceptibles d'expliquer le comportement de certains liants (liants pour enduits par exemple) mais aussi pratique puisqu'elles débouchent sur une utilisation dans une technique routière : celle des graves-liants fillérisés dont la première expérimentation aura pour cadre le Plan Routier Breton.

Nous avons vu aussi que dans certaines conditions, la présence d'air occlus dans les liants fillérisés pouvait s'accompagner de modifications du processus de fissuration et qu'on assistait alors à une microfissuration diffuse consistant en un réseau très fin et très régulier de microfissures. Nous nous bornons à signaler cette constatation comme une curiosité scientifique puisque ce type de microfissuration, qui résulte d'un équilibre instable, n'est pas pour l'instant reproductible à volonté.

III - 2

COMPORTEMENT DU MATERIAU A LA TRACTION

Nous avons vu que dans la plupart des travaux exposés, le comportement du matériau à la traction était élastique jusqu'à la rupture, si l'on s'en tient aux échéances pour lesquelles l'interprétation des diagrammes ne donne pas lieu à des réserves (c'est-à-dire à partir de 12 heures pour les portlands et de 24 heures pour les ciments à très faibles résistances initiales). Nous avons dit ce qu'il convenait de penser des essais effectués à des échéances antérieures (voir en II - 1,5).

C'est une des conclusions les plus importantes de ce rapport. A un âge donné -excepté aux échéances précoces- le diagramme effort/déformation des ciments, mortiers et microbétons d'essai est pratiquement linéaire jusqu'à la rupture. La zone d'accomodation est très réduite si non nulle.

Mais il faut insister sur le fait que l'essai de traction annulaire est un essai rapide qui ne laisse pas au matériau le temps de se prêter à la sollicitation, de s'accomoder; On conçoit que l'évolution des contraintes dans un ouvrage n'est pas la même que dans l'essai.

Dans la nature, cette évolution est beaucoup plus lente dans la plupart des cas et les facultés d'adaptation du matériau jouent alors un rôle prépondérant. Et de fait nous allons voir que ce n'est qu'en la rapprochant du fluage que la notion de déformabilité prend sa pleine signification.

III - 3

DEFORMABILITE ET FLUAGE

Les sollicitations auxquelles est soumis un ouvrage sont de différentes natures : charges, surcharges, déformations dues au poids propre de l'ouvrage, tassements des fondations, mouvements de sols, retraits hydraulique et thermique, etc ...

Si l'on excepte les surcharges instantanées qu'ont à subir les routes en béton et certains ouvrages d'art par exemple -et qui font appel surtout au comportement du béton à la fatigue-, il faut bien admettre que l'accroissement de la contrainte correspondant à une sollicitation est en général extrêmement lent.

Nous prendrons comme exemple le retrait hydraulique parce qu'il est souvent incriminé bien qu'il ne constitue que très rarement, nous l'avons dit précédemment, la cause de la fissuration, si elle se produit.

Dans les premières heures, le retrait s'exerce sur un matériau de module extrêmement faible et la

contrainte due au retrait contrarié est alors pratiquement nulle. Le comportement du matériau n'est vraisemblablement pas élastique (il y a plasticité ou décohésion) et il n'y a pas proportionnalité entre la contrainte et la déformation.

Ultérieurement, dans un essai de courte durée -on pourrait dire instantané par rapport à la vie du matériau- nous avons vu que le comportement de ce dernier était élastique jusqu'à la rupture, c'est-à-dire qu'à une contrainte σ correspondait une déformation ε telle que $\sigma = \varepsilon \cdot E$. Il convient d'ailleurs de remarquer que le module de déformation n'est pas unique. Il dépend de la vitesse de déformation et peut varier du simple au triple ou même au quadruple.

Mais cela ne signifie pas qu'on ait le droit de faire correspondre à une valeur donnée du retrait (mesuré par un autre essai) une contrainte σ par la formule indiquée. En effet, il n'y a pas que le retrait qui intervienne mais, du fait du retrait contrarié, se développe progressivement une contrainte croissante et le matériau, sollicité très lentement, présente une certaine accommodation. Cette contrainte de retrait contrarié s'accompagne donc d'un fluage du matériau qu'il n'est pas possible d'estimer dans l'essai de traction annulaire. Si l'on voulait traduire mathématiquement le comportement du matériau, on devrait donc utiliser des expressions ^{différentielles} différentes au premier âge et par la suite. Ce type de démarche est à notre sens dépourvu d'intérêt pratique puisque les variables ne sont pas indépendantes et que l'on ne connaît pas l'expression mathématique de leur variation en fonction du temps.

Nous avons vu que dans l'essai de traction annulaire, le comportement du matériau à la traction rapide était toujours pratiquement élastique et que la capacité de déformation à la rupture par traction rapide variait peu, ce qui nous a conduits à nuancer nos résultats par

la prise en considération de la résistance correspondante, c'est-à-dire par la notion de déformabilité, rapport de la capacité de déformation à la contrainte de rupture correspondante :

$$D = \frac{\epsilon}{\sigma} \cdot 10^6$$

La déformabilité ainsi définie est pratiquement égale à l'inverse du module de déformation dans les conditions de l'essai, c'est-à-dire à montée en charge rapide. Ce choix ne résulte pas d'un hasard mais présente une signification physique : le module d'élasticité ou les différents modules de déformation étant en toute rigueur des modules de "rigidité", on conçoit fort bien que leur inverse soit un repère commode de la déformabilité du matériau.

Nous allons montrer que cette signification ne s'arrête pas là.

Comparons en effet (figure n°46) deux matériaux, deux mortiers par exemple confectionnés à partir de deux liants très différents référencés 1 et 2 et traçons leur diagramme effort/déformation dans le cas d'une montée en charge rapide (essai de traction annulaire). On constate en général que le matériau le plus résistant est aussi celui qui présente la plus grande capacité de déformation, exception faite de certains ciments fillérisés (courbe 3).

On voit que pour une déformation rapide donnée ϵ , le liant 2 sera moins sollicité que le liant 1 ($\sigma'_2 < \sigma'_1$). Si la déformation imposée croît et prend une valeur située par exemple entre ϵ_2 et ϵ_1 , le liant 2 se rompt, le liant 1 non, tout cela dans un univers idyllique où n'existerait pas la dispersion bien entendu.

Et pourtant, serait-on tenté de dire en se rapportant à la définition de la déformabilité, le liant 2 est plus déformable que le liant 1.

Cette manière de raisonner est un peu trop simpliste, un peu trop figée dans le temps : elle est valable dans le cas d'une surcharge (où c'est essentiellement

la résistance du matériau qui compte) mais les sollicitations auxquelles est soumis un ouvrage sont rarement de cette nature (on tient d'ailleurs compte des surcharges dans le calcul de l'ouvrage). Dans la nature, les contraintes évoluent en général lentement, nous l'avons vu, et ce n'est plus la résistance seule du matériau qui intervient, mais sa faculté d'adaptation. Il est évident qu'aucun essai de courte durée ne peut rendre compte d'un tel phénomène.

Le matériau ne présente plus le comportement élastique qui était le sien lors d'une sollicitation instantanée : la viscoplasticité intervient.

Il est important et très significatif à la fois de rapprocher les résultats que nous avons trouvés sur la déformabilité des matériaux de ceux présentés par Monsieur VENUAT sur leur fluage (1).

Dans ce dernier travail également effectué au Laboratoire du CERILH, il apparaît très nettement que :

- le fluage, tant en compression qu'en traction directe, est d'autant plus important que les résistances mécaniques sont faibles,
- il existe une excellente corrélation négative entre le fluage en compression et les résistances en compression (le coefficient de corrélation linéaire de Pearson $r = - 0,95$),
- il existe aussi une corrélation très nette entre le fluage en traction directe et les résistances en compression. On remarquera que la forme hyperbolique du diagramme fluage en traction/résistances en compression

(1) M. VENUAT - Les déformations sous charge du béton durci (Thèse de Doctorat d'Etat, 22.4.1970, N° d'enregistrement au C.N.R.S. : A O 4224 - Revue des Matériaux de Construction, avril à juillet 1970).

est semblable à celle trouvée pour les diagrammes déformabilité/résistances en compression (figure n°47). La mise en évidence de cette analogie est l'une des conclusions majeures de ce travail : la déformabilité et le fluage à la traction du matériau varient dans le même sens par rapport à sa résistance en compression et selon des lois qui présentent le même caractère hyperbolique, - enfin, à partir des valeurs des résistances données en mortier 1/3, il est possible d'évaluer les modules de déformation des liants essayés par M. VENUAT et d'en déduire les valeurs approchées des déformations instantanées sous la contrainte de traction appliquée : 20 kgf/cm^2 . C'est ce qui est fait dans le tableau 11 et reproduit sur la figure n°47.

Tableau 11

Ciments	Modules de déformation kgf/cm^2	R_c (bars)	Déformation instantanée d_i (μm)	Fluage à 1 an f (μm)	f/d_i
Ciment A (B 218)	$5 \cdot 10^5$	1030	40	30	0,75
CPA 400 (B 188)	$4 \cdot 10^4$	550	50	150	3,0
XEH (B 219)	$2,5 \cdot 10^4$	190	80	500	6,2

On voit très clairement sur ce tableau que le fluage augmente considérablement (à charge constante) quand la résistance à la compression du matériau diminue (dans les essais précédents, à une variation de résistance de 1 à 5 correspond une variation du fluage de 17 à 1).

On peut voir aussi que le rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantanée f/d_i est d'autant plus élevé que la résistance en compression du matériau est plus faible, ce qui revient à dire qu'une diminution de résistance conduit à une augmentation de la déformation plastique.

Les essais de fluage ont été poursuivis au CERILH, par Monsieur TRAN-THANH-PHAT en particulier, qui a pu préciser qu'à contrainte égale, le fluage en traction était plus important que le fluage en compression (de l'ordre du double) qui est en général mieux connu. (1)

Si nous revenons maintenant à l'exemple que nous avons choisi, on voit que, dans le cas d'un accroissement lent de la contrainte (qui est en particulier le cas de la contrainte de retrait contrarié) les diagrammes s'infléchissent et présentent des allures assez différentes (figure n°46) qui sont celles représentées sur les courbes en pointillés. En particulier, la zone viscoplastique des ciments déformables est beaucoup plus étendue que celle des liants très résistants (donc moins déformables).

Le classement des liant n'est plus le même ($\epsilon''_1 \ll \epsilon''_3$).

On voit donc bien que la notion de déformabilité qui semble varier en sens inverse de la déformation dans un essai instantané (où l'on ne s'écarte guère du carcan rigide de la loi de Hooke), varie par contre dans le même sens que la déformation viscoplastique dans le cas d'un essai de longue durée.

On voit ainsi comment les essais au dilatomètre, qui n'intéressent qu'un court instant de la vie du matériau et n'intègrent pas de ce fait le fluage, conduisent cependant à la notion générale de déformabilité des liants hydrauliques.

(1) TRAN-THANH-PHAT -

Etude de la déformabilité différée sous charge de la pâte pure et du mortier sous différents modes de sollicitation. (Rapport intérieur du 17.12.1971 - CERILH-L-MV(TT)/NGV/4016).

III - 4

DEFORMABILITE ET RESISTANCES MECANQUES

Nous avons vu tout au long de notre étude que la déformabilité du matériau était intimement liée à ses résistances mécaniques. Nous avons voulu, pour conclure, rassembler tous les résultats obtenus sur pâte pure d'une part, ceux obtenus sur mortier d'autre part, ceux obtenus sur microbéton enfin.

Pour chacun de ces trois matériaux, nous avons cherché quel était la forme mathématique qui rendait le mieux compte de cette corrélation déformabilité/résistances.

La recherche a été faite sur ordinateur à partir d'une formule hyperbolique du type :

$$D = K R^{-\frac{1}{n}} \quad (1)$$

Dans chacun des cas, on a cherché à partir de valeurs initiales de K et de n, quel était l'écart-type de l'erreur puis on a essayé de diminuer cet écart par une recherche pas à pas jusqu'à un point-selle.

On a ainsi trouvé les formules suivantes :

- pour le mortier :

$$D = 29,6 R^{-\frac{1}{2,75}}$$

- pour le microbéton :

$$D = 60,1 R^{-\frac{1}{1,99}}$$

- pour la pâte pure :

$$D = 191 R^{-\frac{1}{1,58}}$$

(Il est à préciser cependant que pour la pâte pure, l'ajustement est médiocre).

(1) Ce choix n'est pas dû au hasard. On sait en effet que de nombreux chercheurs ont proposé une formule du type $E = C R^{-\frac{1}{n}}$ (avec $n \geq 3$) pour exprimer le module d'élasticité en fonction de la résistance en compression. Et nous avons vu que la déformabilité est souvent voisine de l'inverse d'un module.

Sur la figure n°48, nous avons tracé les courbes représentatives du mortier (M), du microbéton (MB) et de la pâte pure (PP). Pour cette dernière nous avons préféré la courbe obtenue par lissage à la courbe mathématique dont l'ajustement est médiocre. On voit sur cette figure qu'à partir d'une certaine résistance (de l'ordre de 300 bars), les diagrammes des trois matériaux sont sensiblement analogues à la dispersion près des essais.

Aux résistances inférieures, les diagrammes du mortier et du microbéton sont encore sensiblement confondus tandis que celui de la pâte pure se situe assez nettement au-dessus, ce qui signifie que, dans la zone des faibles résistances, la pâte pure est plus déformable que le mortier et le microbéton à résistance égale. Il faut noter que dans cette zone, de telles résistances ne peuvent être obtenues sur pâte pure qu'à partir de liants fillérisés. Si l'on rapproche cette remarque de celle, faite précédemment, qu'une augmentation de déformabilité à résistance donnée correspond à une augmentation de la compacité, on voit comment se précise encore l'influence de la fillérisation sur la structure du matériau.

III - 5

DEFORMABILITE ET FISSURATION

Nous avons vu en III - 3 que la notion de déformabilité ne pouvait permettre de conclusions sur la fissuration que si on lui demandait d'intégrer la notion de fluage.

En fait nos essais ne conduisent pas au remplacement de l'ancien essai à l'anneau mais à son abandon pur et simple. Nous souhaiterions qu'ils incitent les utilisateurs à une plus grande sagesse dans leurs prescriptions. Il n'est pas compatible de demander à la fois des résistances élevées et une déformabilité très grande. Cette vérité toute simple n'a pas su percer la croûte séculaire des cahiers des charges. Notre aspiration

modeste aura été de l'y aider.

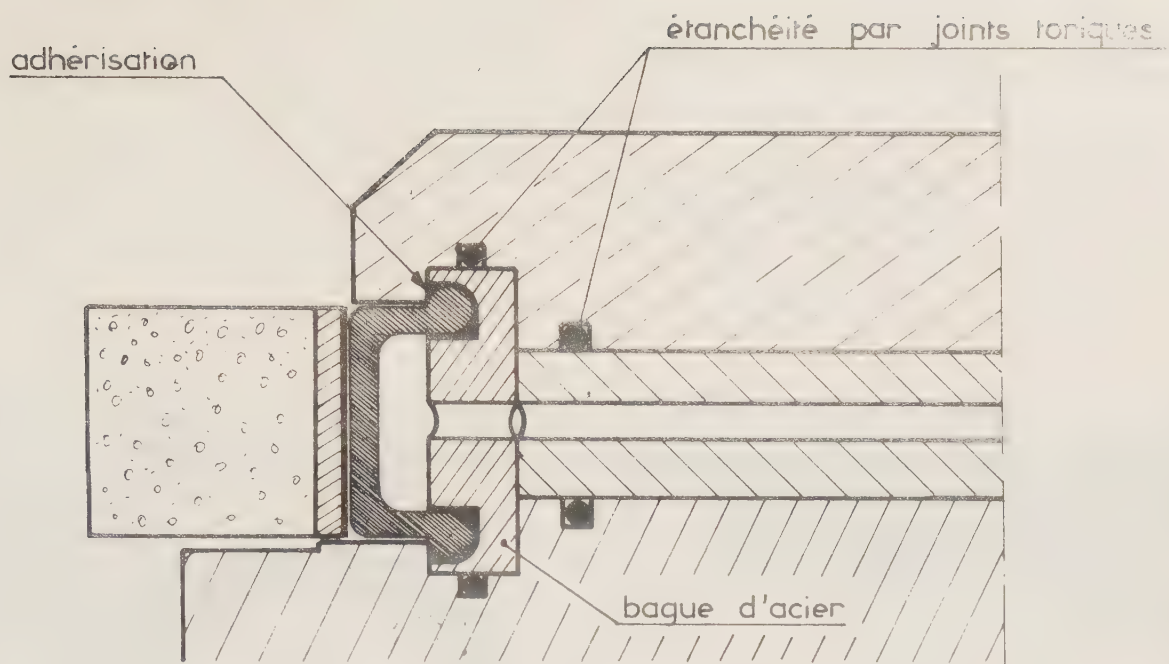
III - 6

PERSPECTIVES

On peut envisager de multiples prolongements à cette recherche ; on conçoit en effet que tous les paramètres qui ont une incidence sur les résistances ou sur la structure du matériau seront susceptibles d'influencer sa déformabilité : granulométrie du béton (dimension maximale du granulat en particulier), résistance au gel, aux milieux agressifs, carbonatation, traitements thermiques du béton (étuvage, autoclavage, ...), vibration du béton, adjuvants du béton, ...

En particulier, nous pensons qu'une place de choix devrait être laissée à l'étude approfondie du rôle de l'air occlus sur la déformabilité du matériau.

MARS 1972
Nouvelle rédaction pour
la Revue
Septembre 1972.



Détail : Joint gonflable collé sur bague d'acier

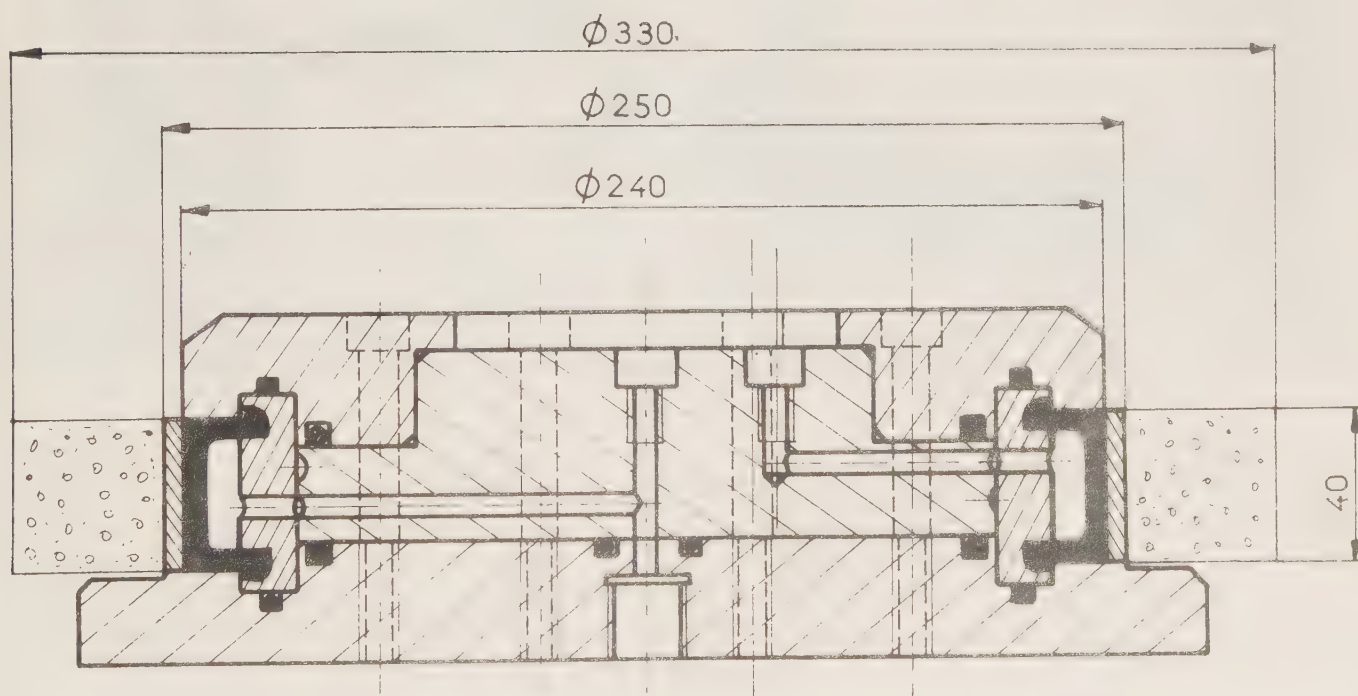


Fig 1 Vérin radial à joint gonflable

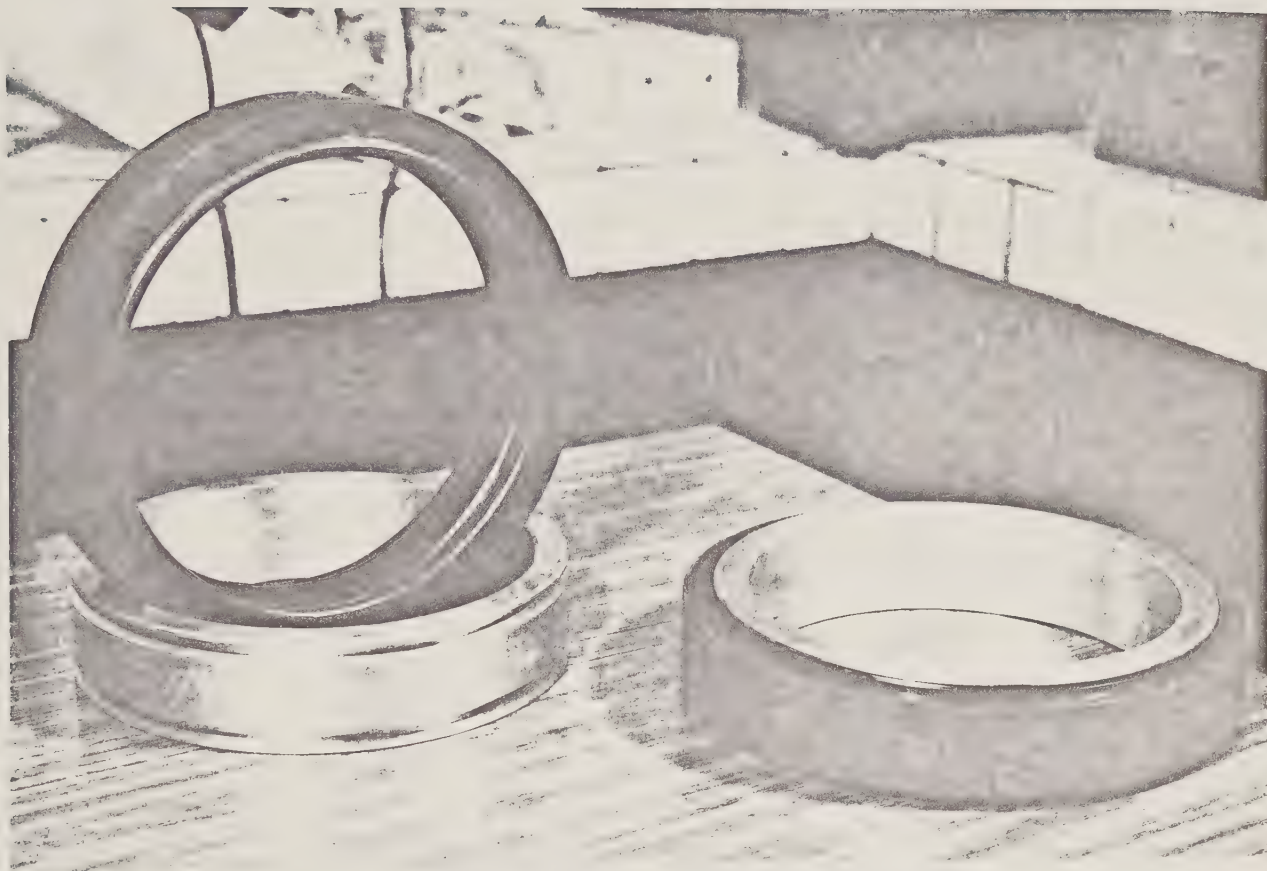


Figure n°2 - Joint gonflable et bague d'acier,
avant et après collage.

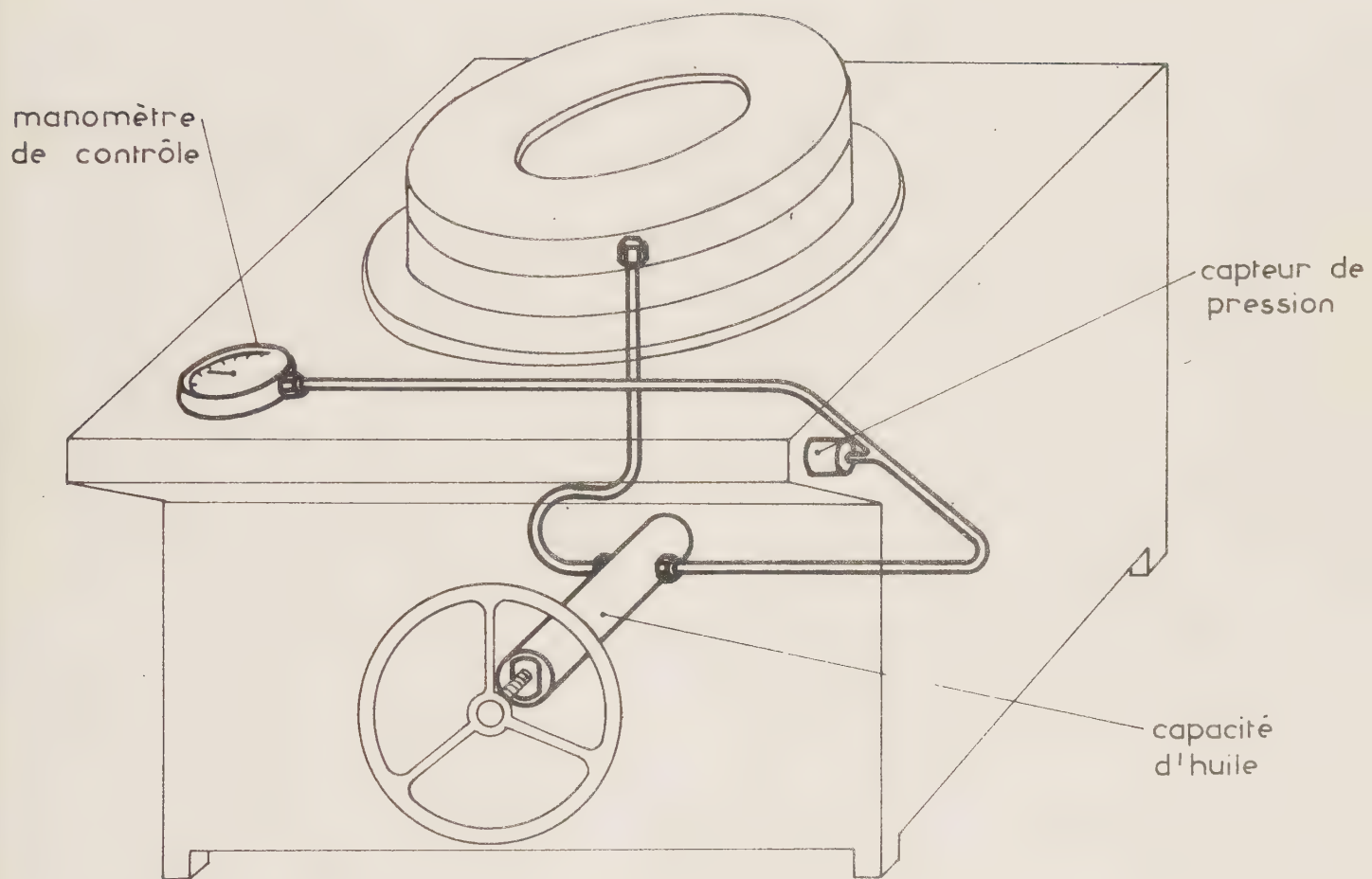
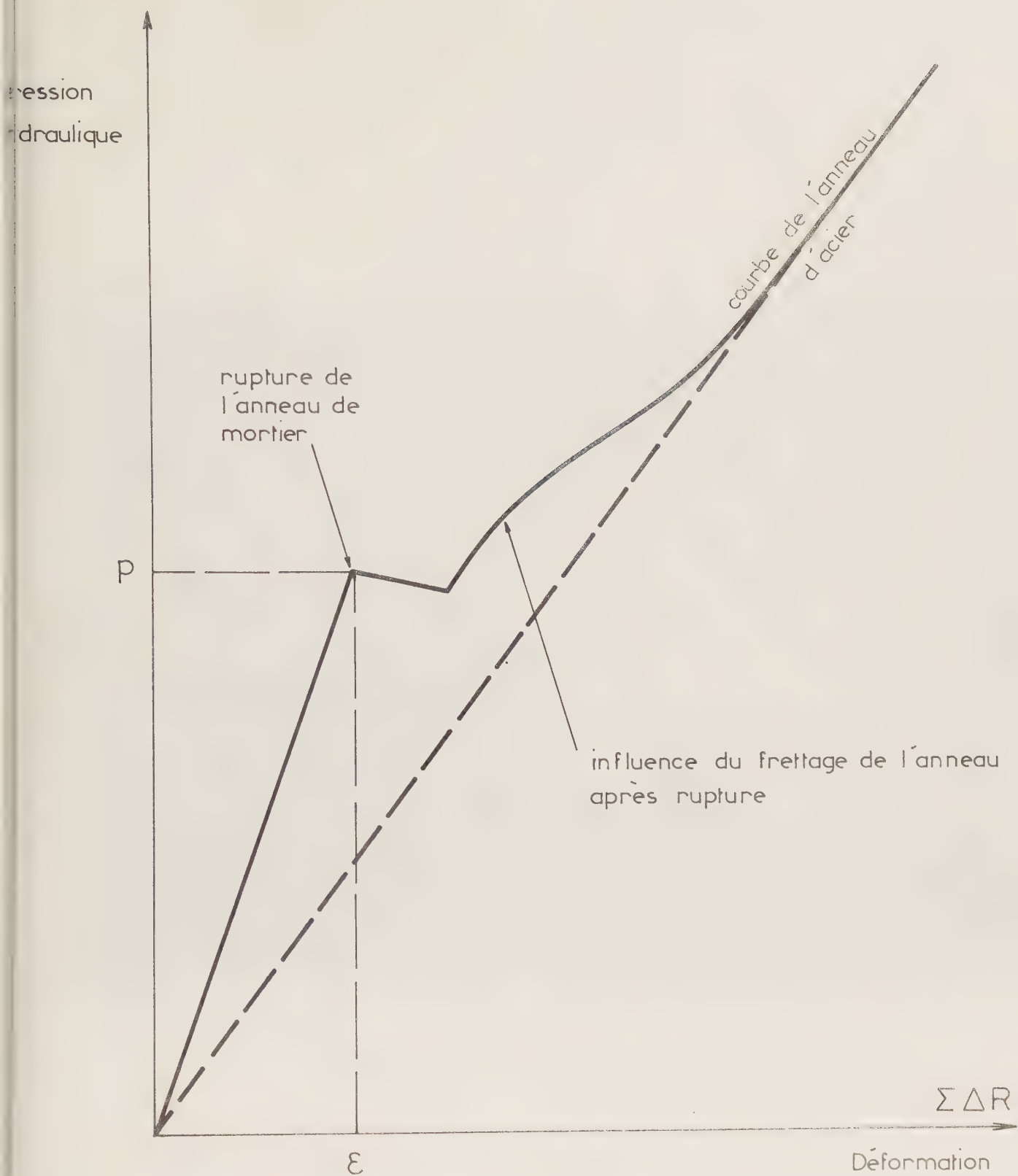


Fig 3 Circuit hydraulique du dilatomètre annulaire



- Fig. 4 - Allure de la courbe de déformation de l'anneau composite

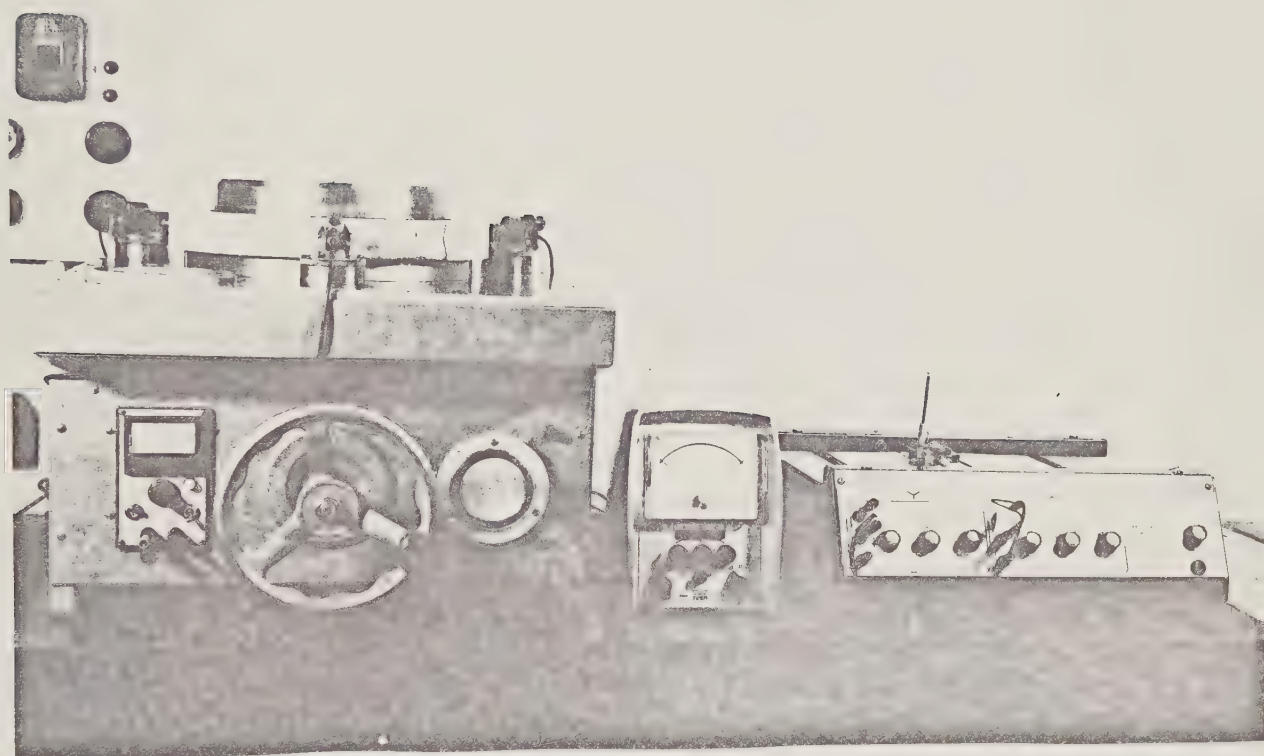


Figure n°5 - Le dilatomètre annulaire du CERILH.
Vue d'ensemble.

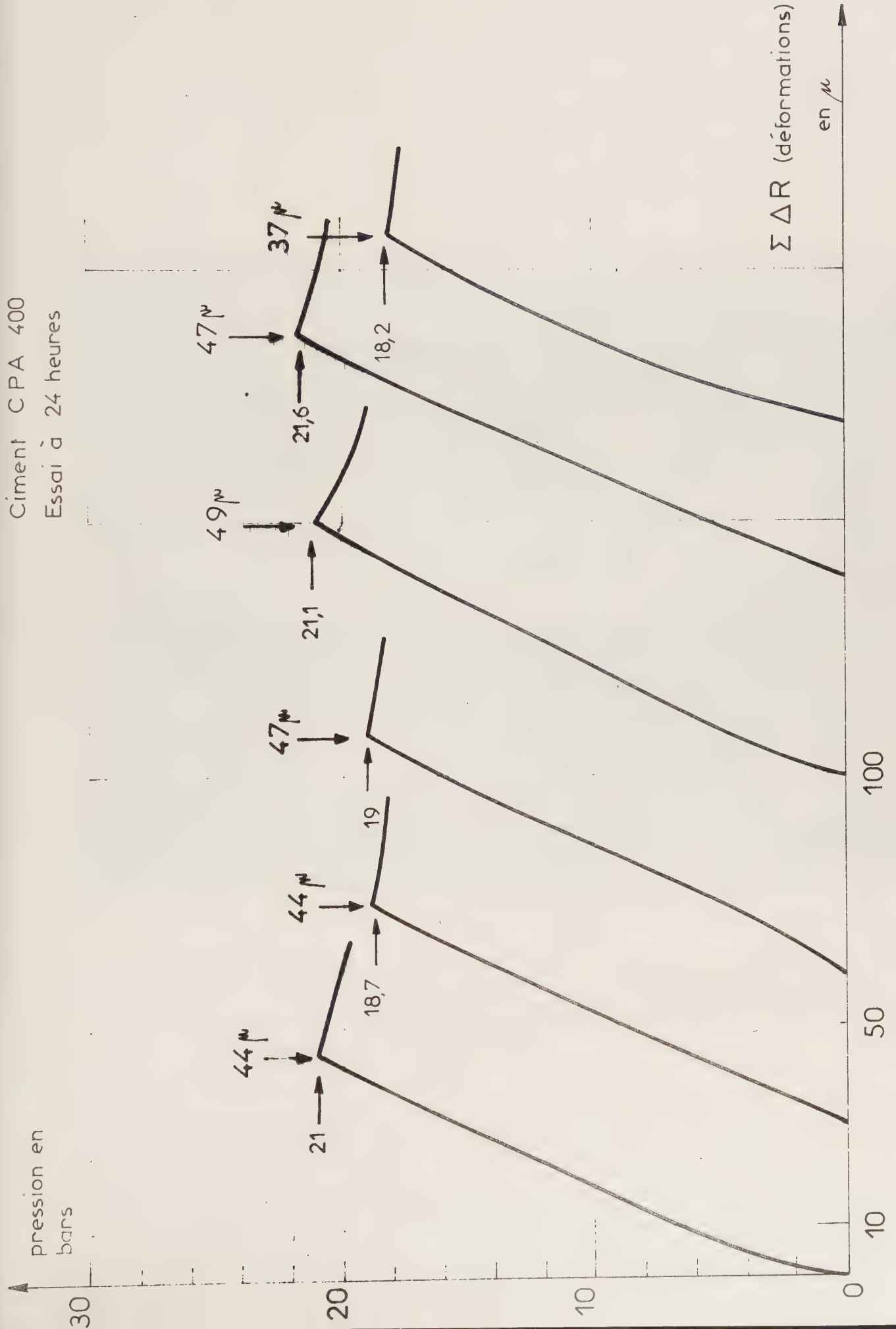
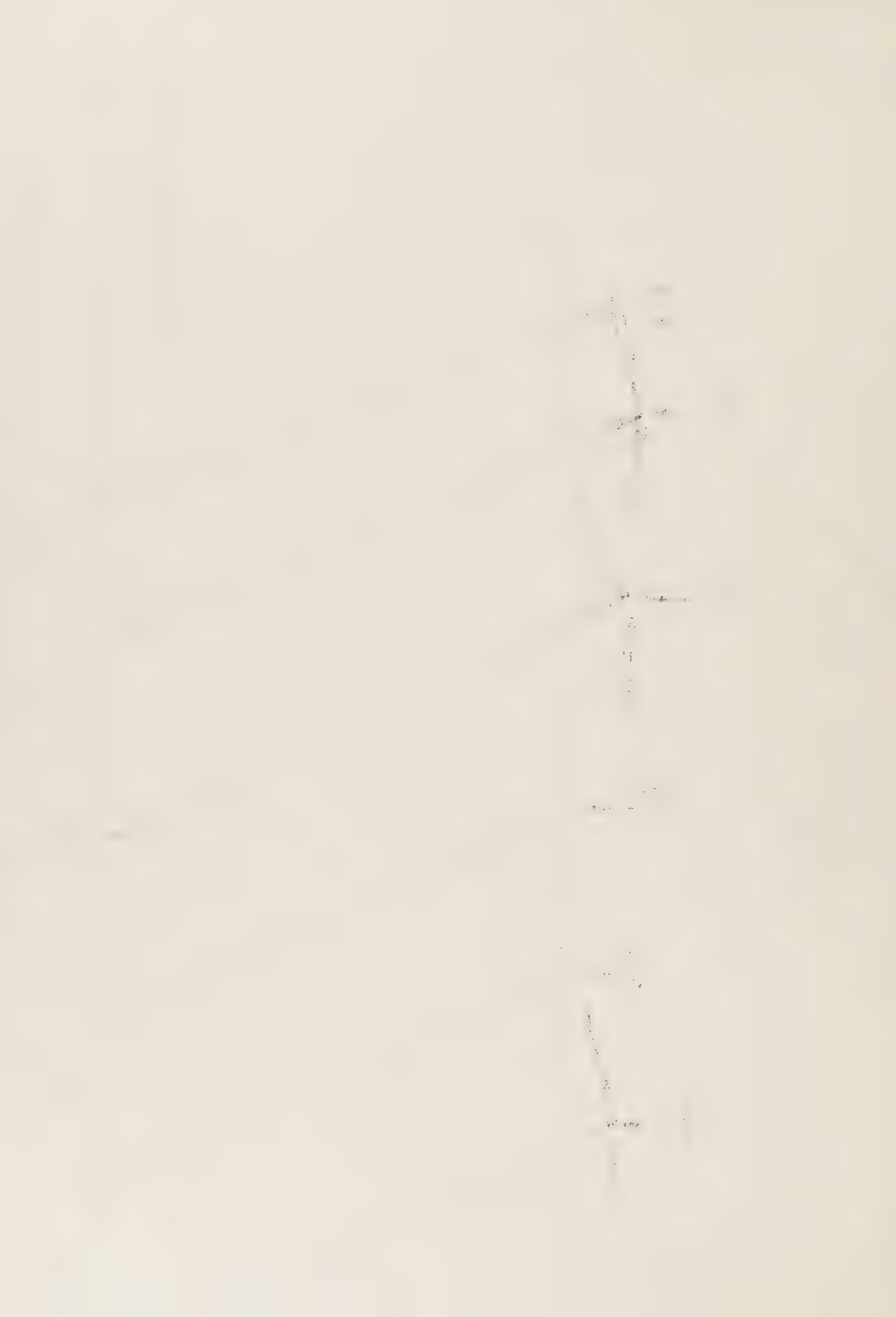


Figure 8 - Diagrammes effort/déformation (rupture d'une série de 6 anneaux à 24 heures)



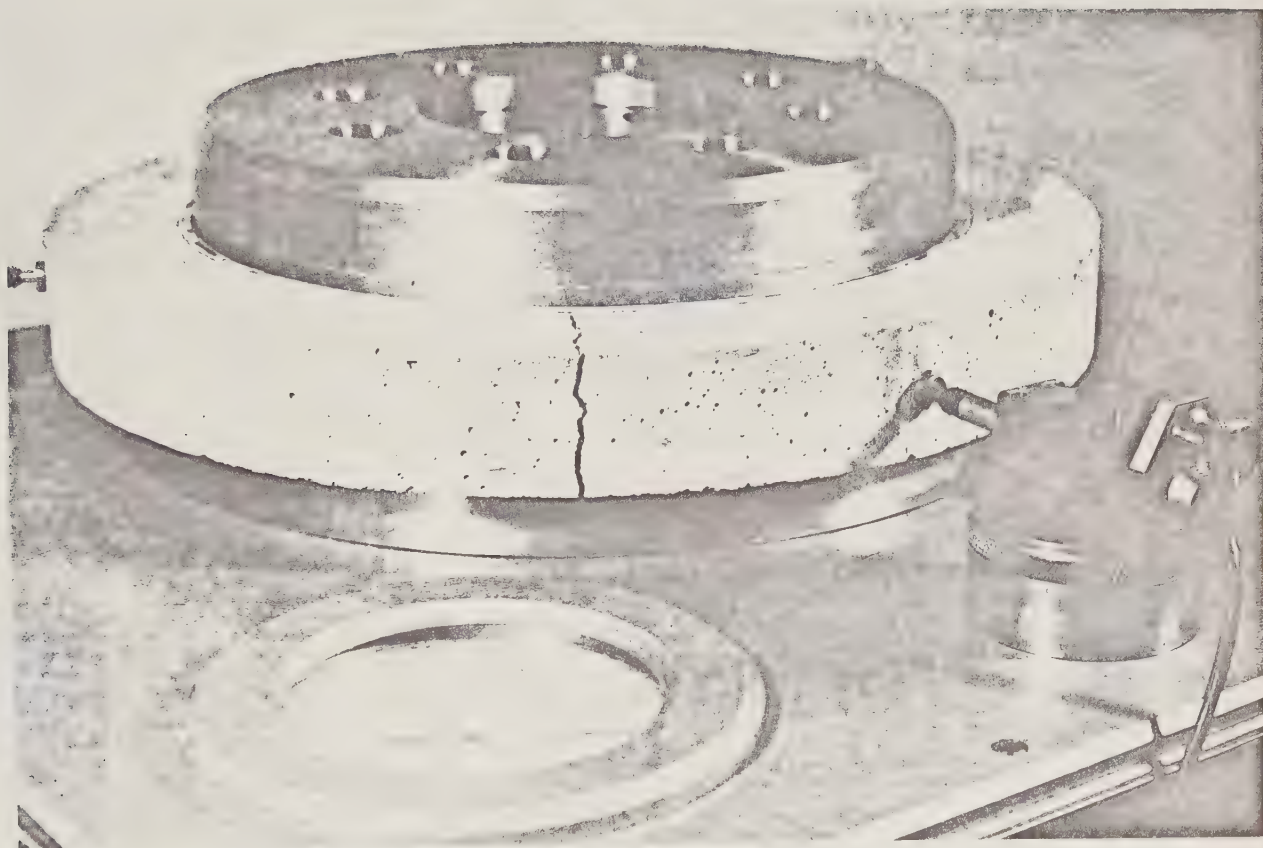
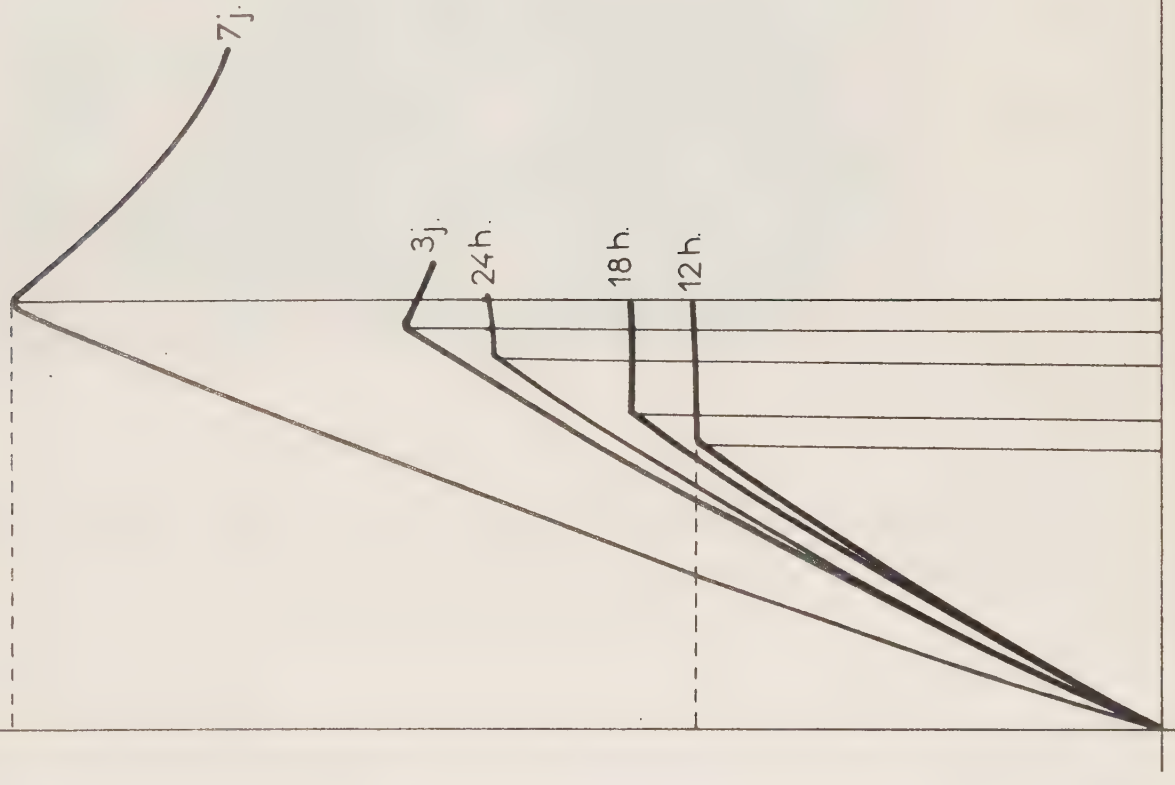


Figure n°9 - Fissuration de l'anneau de mortier (on a poussé la montée en pression pour rendre la fissure plus apparente).

- Fig.n°10 -

↑ pression hydraulique dans le vérin.

Evolution dans le temps du diagramme effort - déformation en atmosphère humide
(Calque de courbes moyennes.)



Capacité de déformation

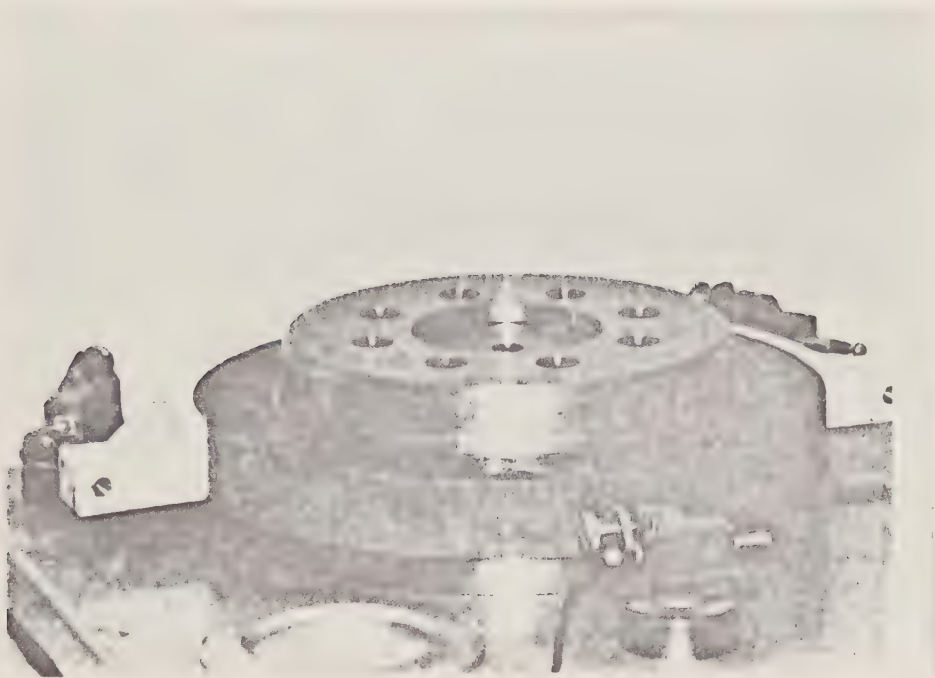
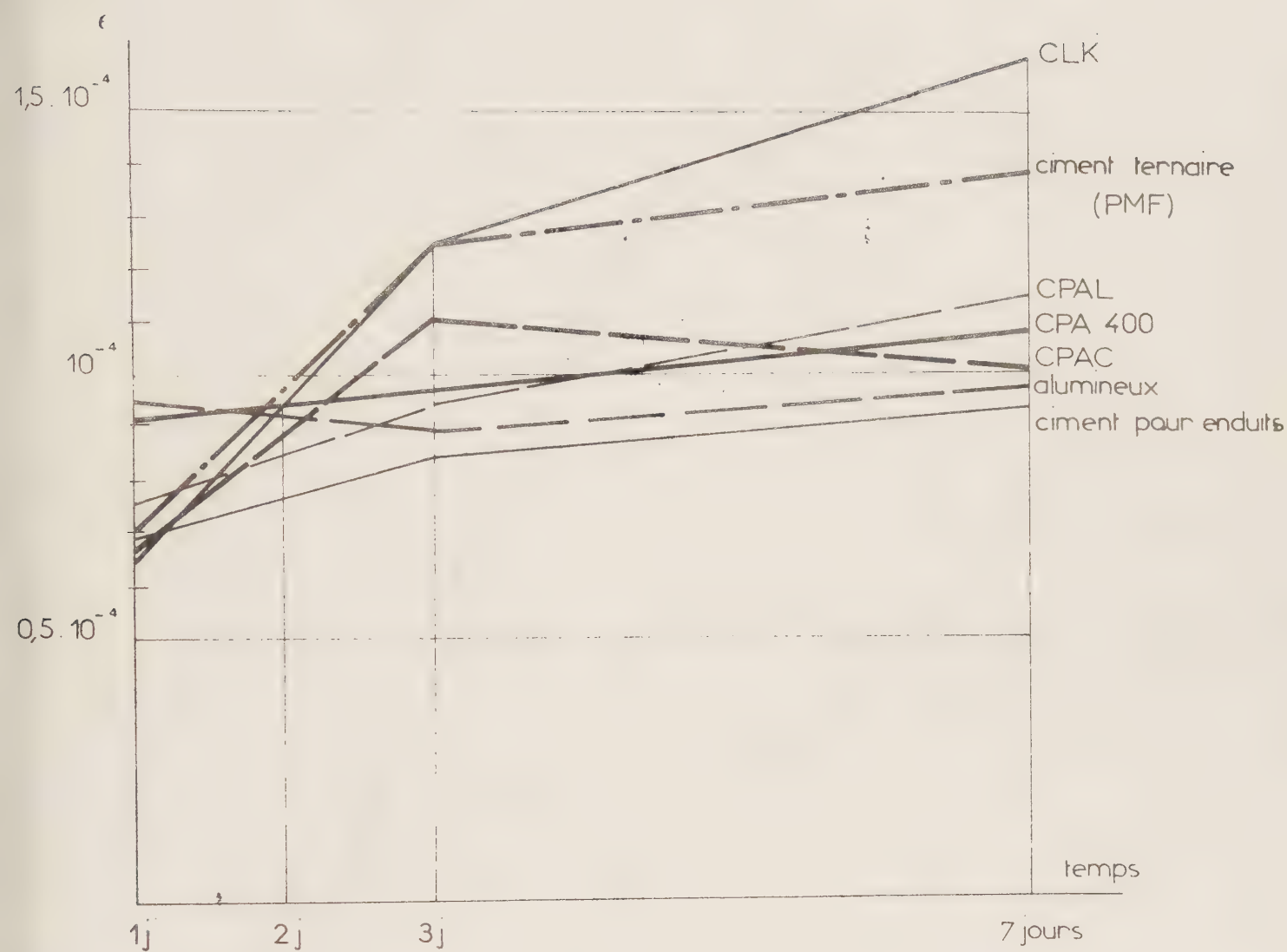


Figure n°11 - Essais effectués aux échéances précoces -
Démoulage des deux demi-coquilles extérieures
sur le vérin.

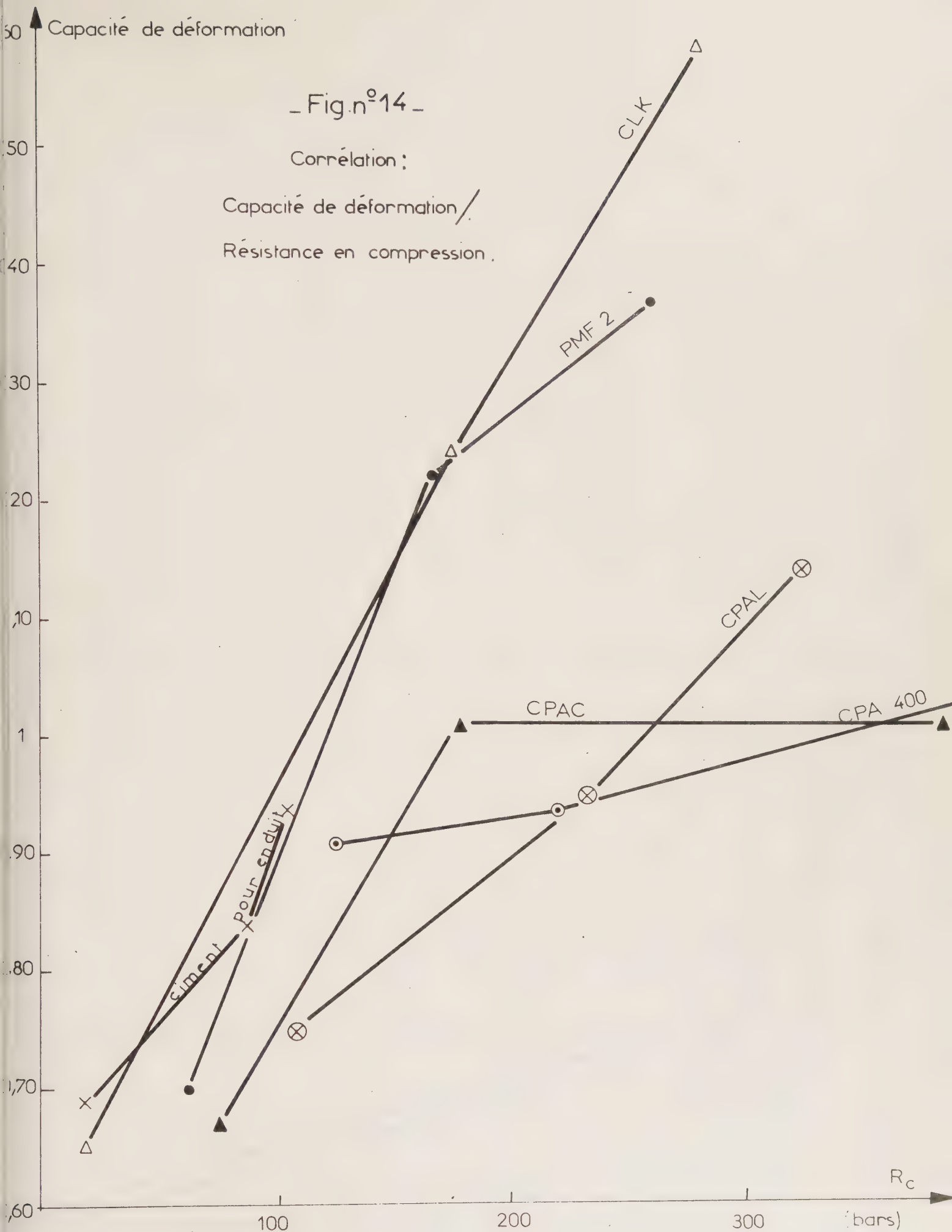


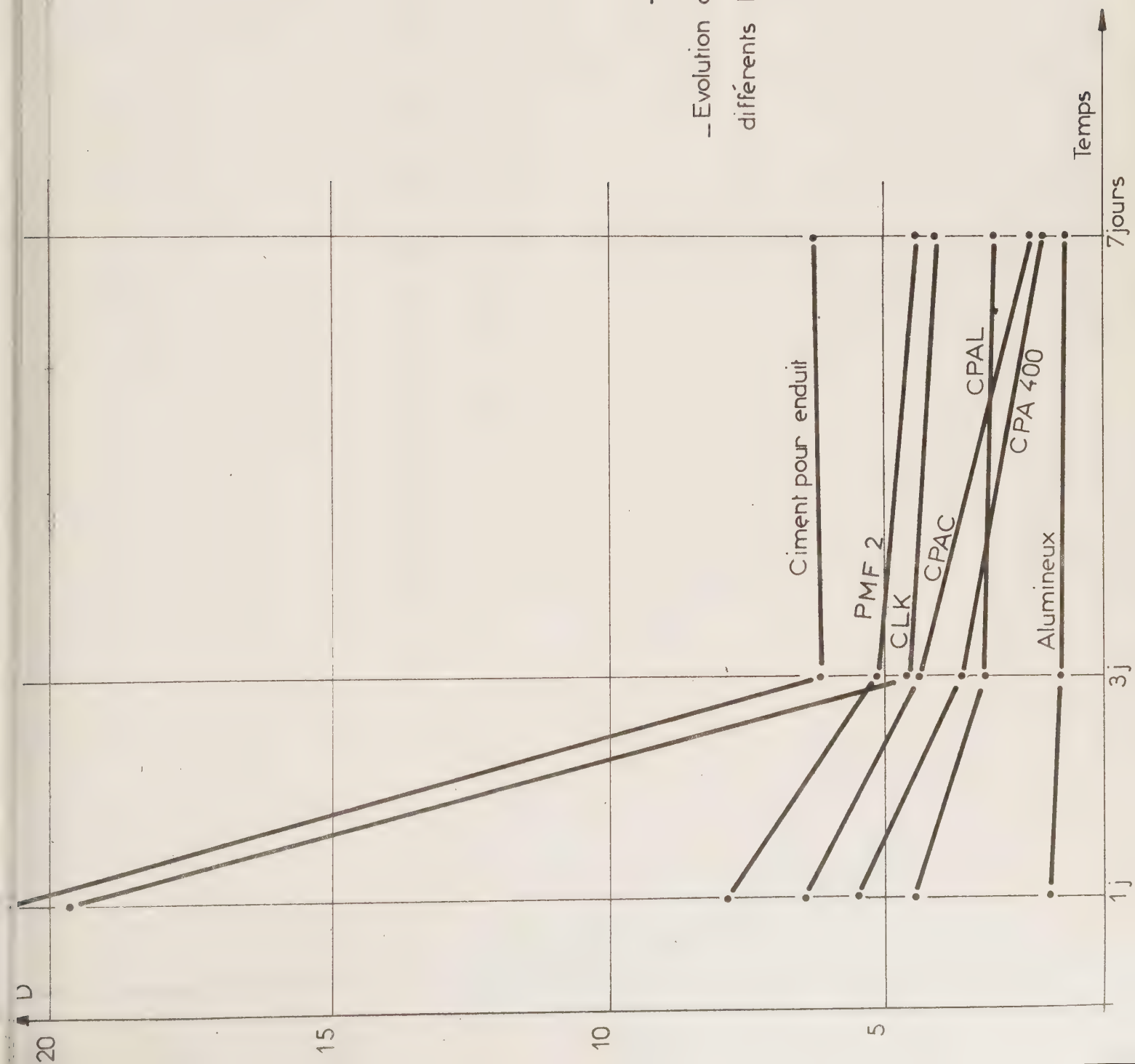
Fig. n°12_ Evolution dans le temps de la capacité de déformation_



- Fig^o13 -

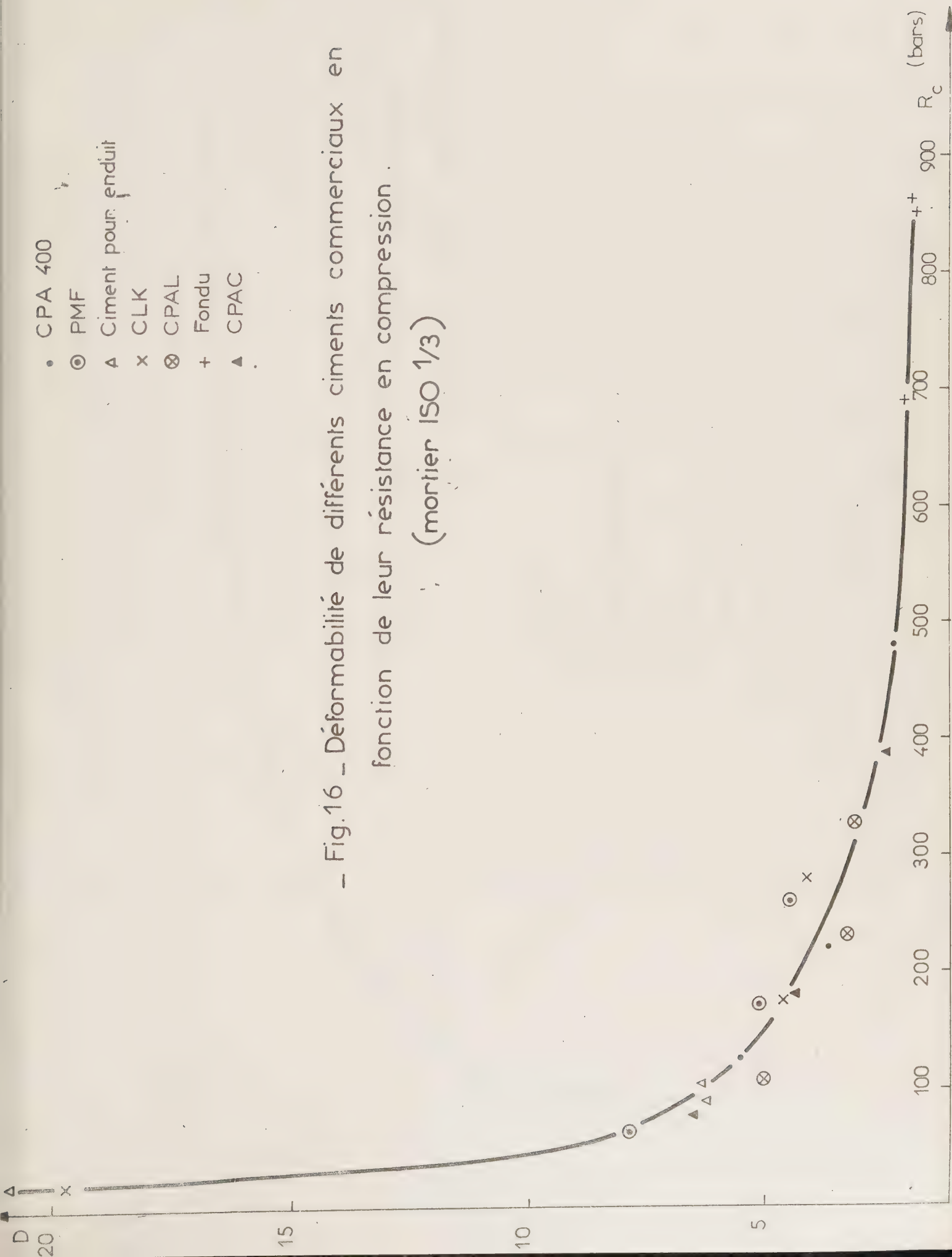
Evolution dans le temps de la capacité de déformation en atmosphère humide de différents liants.





— Fig.15 —

— Evolution dans le temps de la déformabilité de différents liants commerciaux.



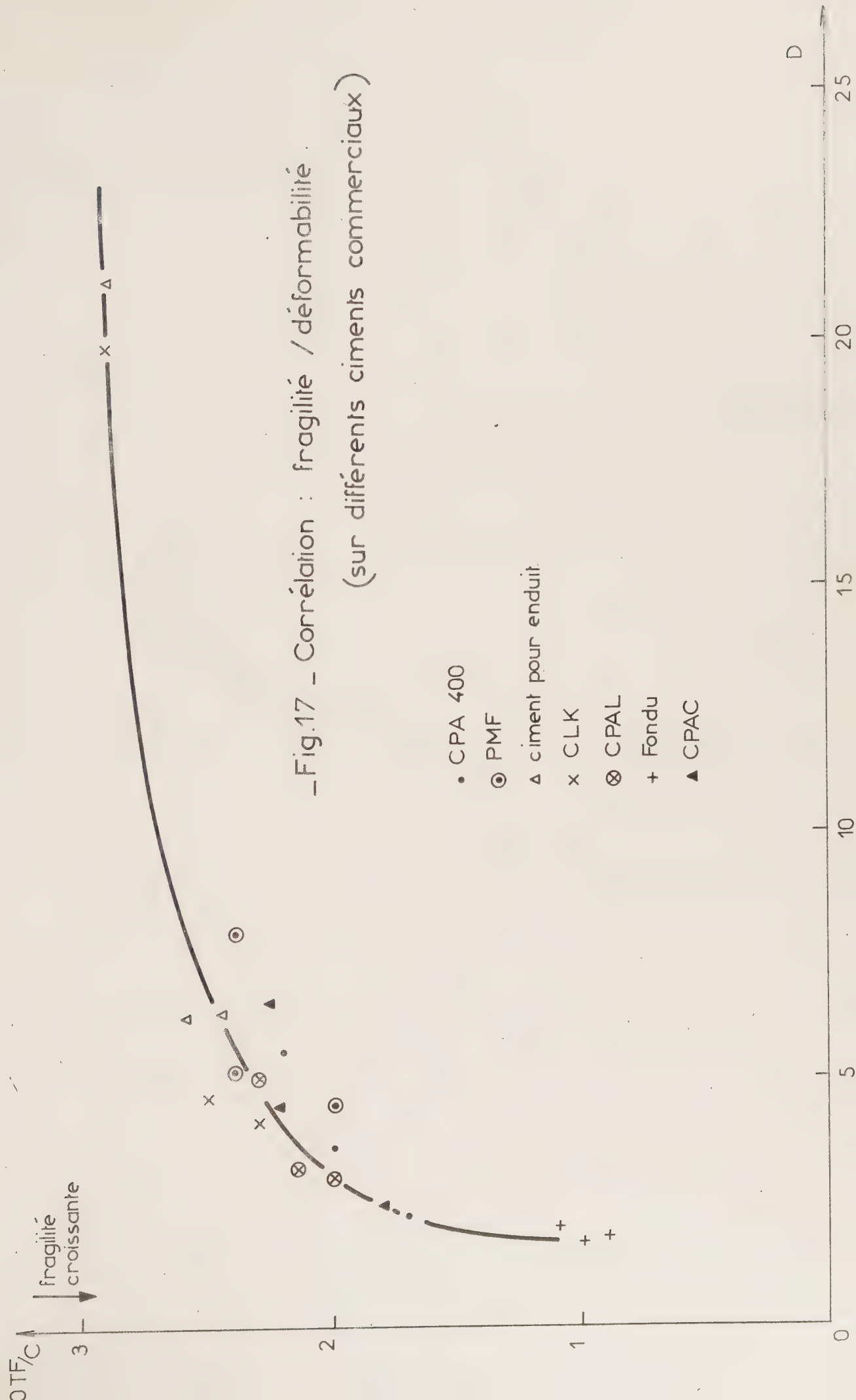
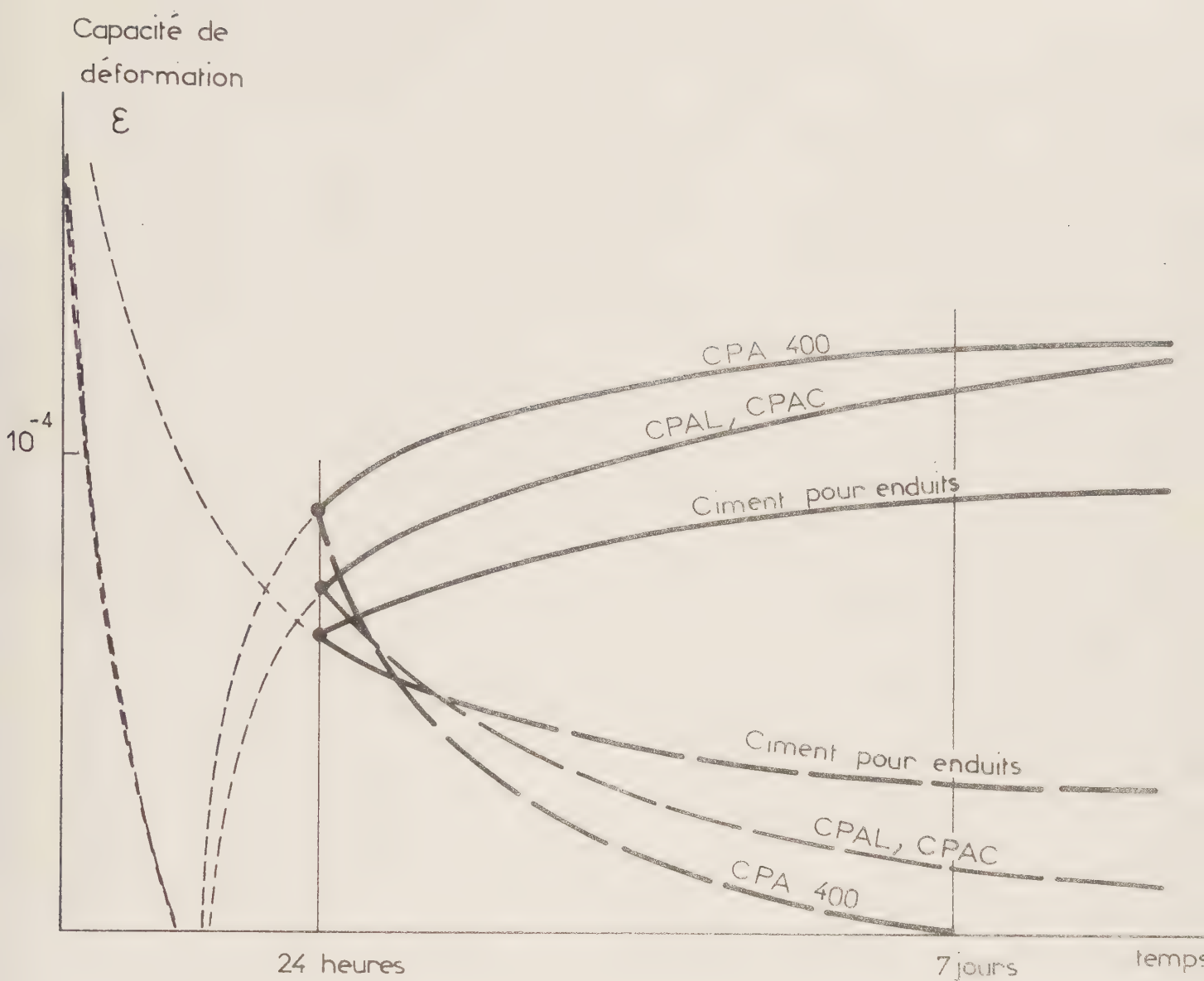


Fig.17 - Corrélation : fragilité / déformabilité
 (sur différents ciments commerciaux)



_ Fig^o18 _

Evolution de la capacité de déformation de différents liants en atmosphère
humide et dans l'air à 50% H.R.

———— 100% H.R

- - - - 50% H.R

Fig 19 Corrélation Déformabilité /
Résistance en Compression

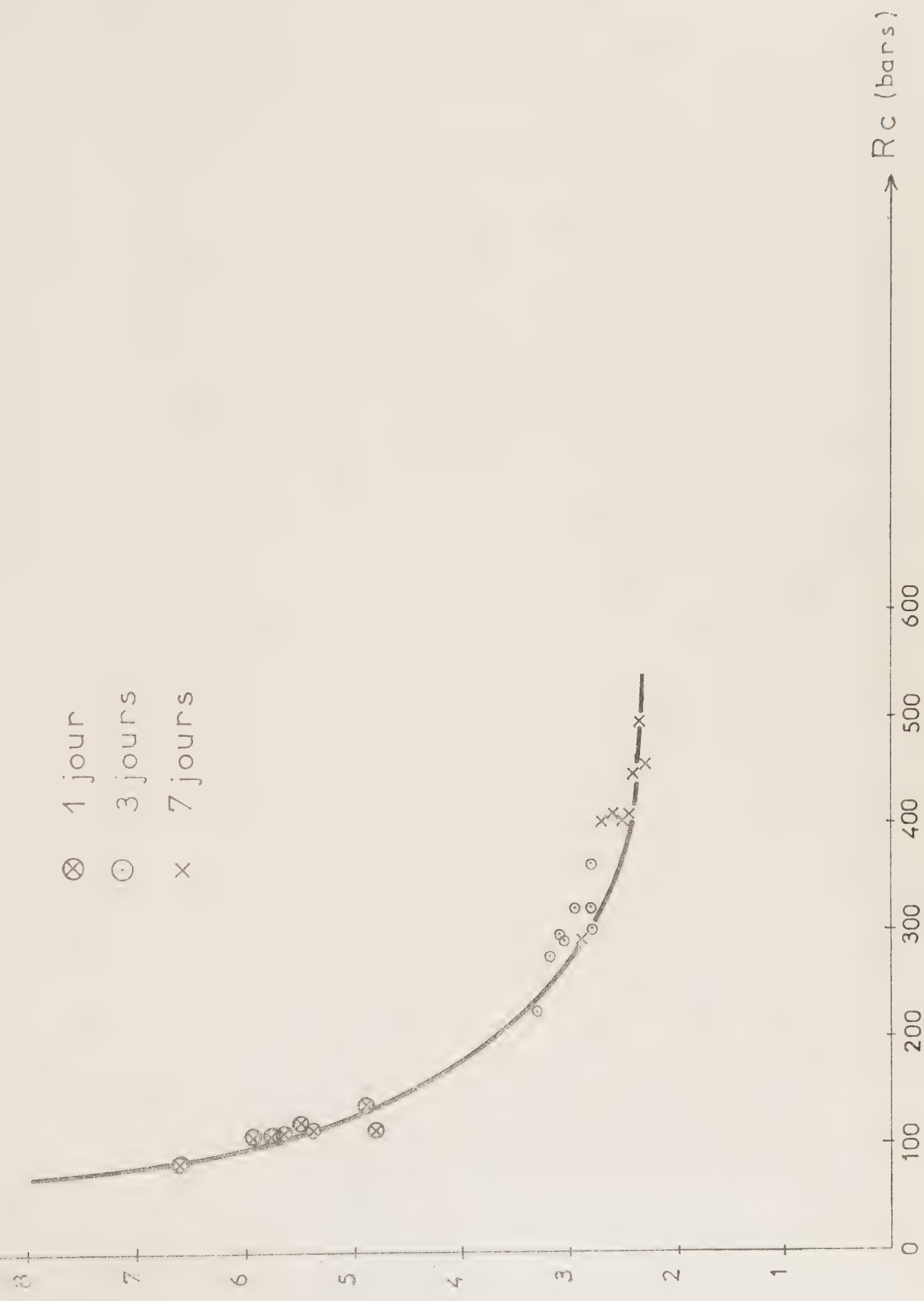
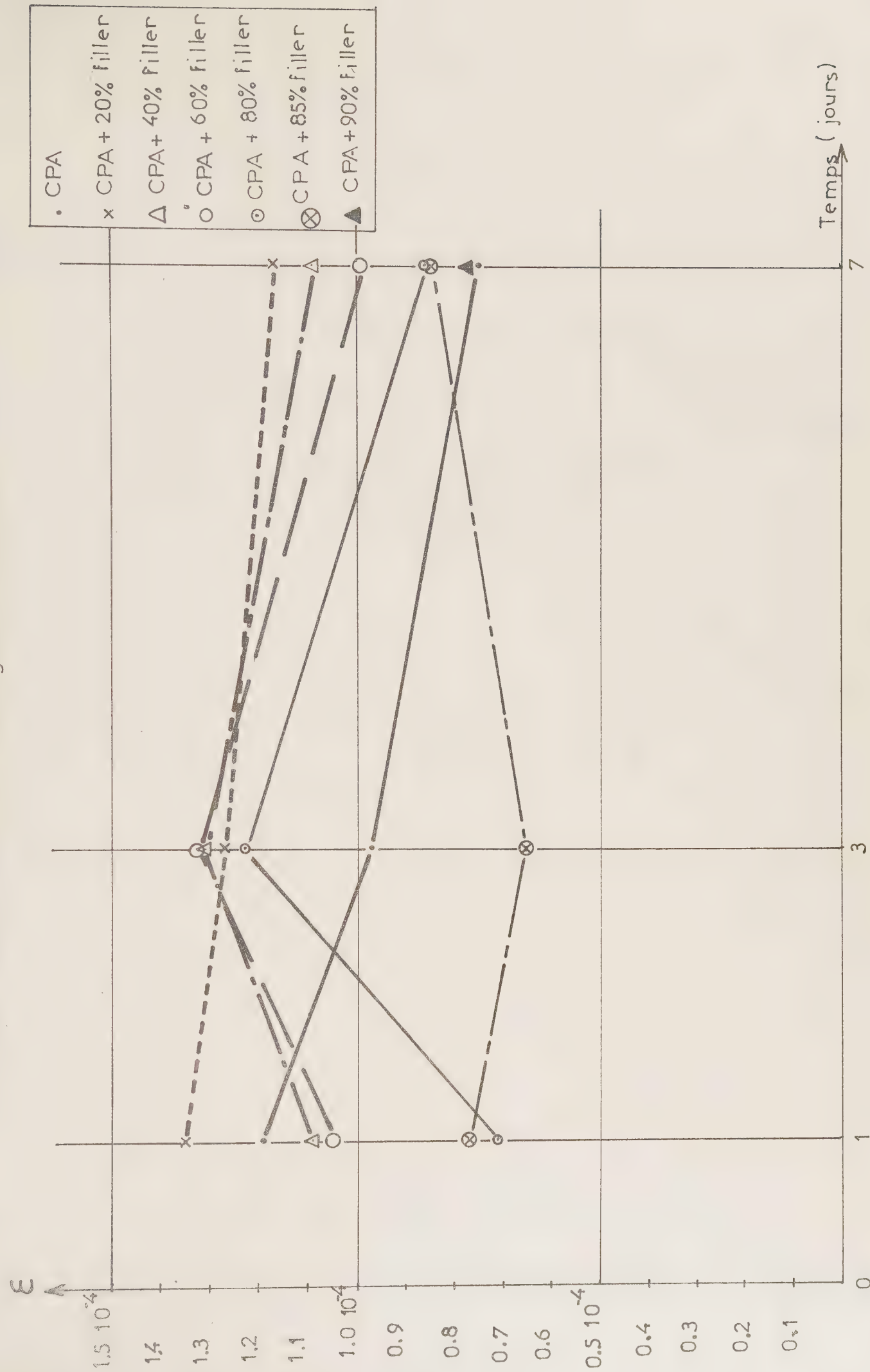


Fig 20 Corrélation Fragilité / Déformabilité

⊗ 1 jour
 ⊙ 3 jours
 x 7 jours



Fig 21 - Evolution de la capacité de déformation à la rupture par fraction de différents mélanges fillérisés



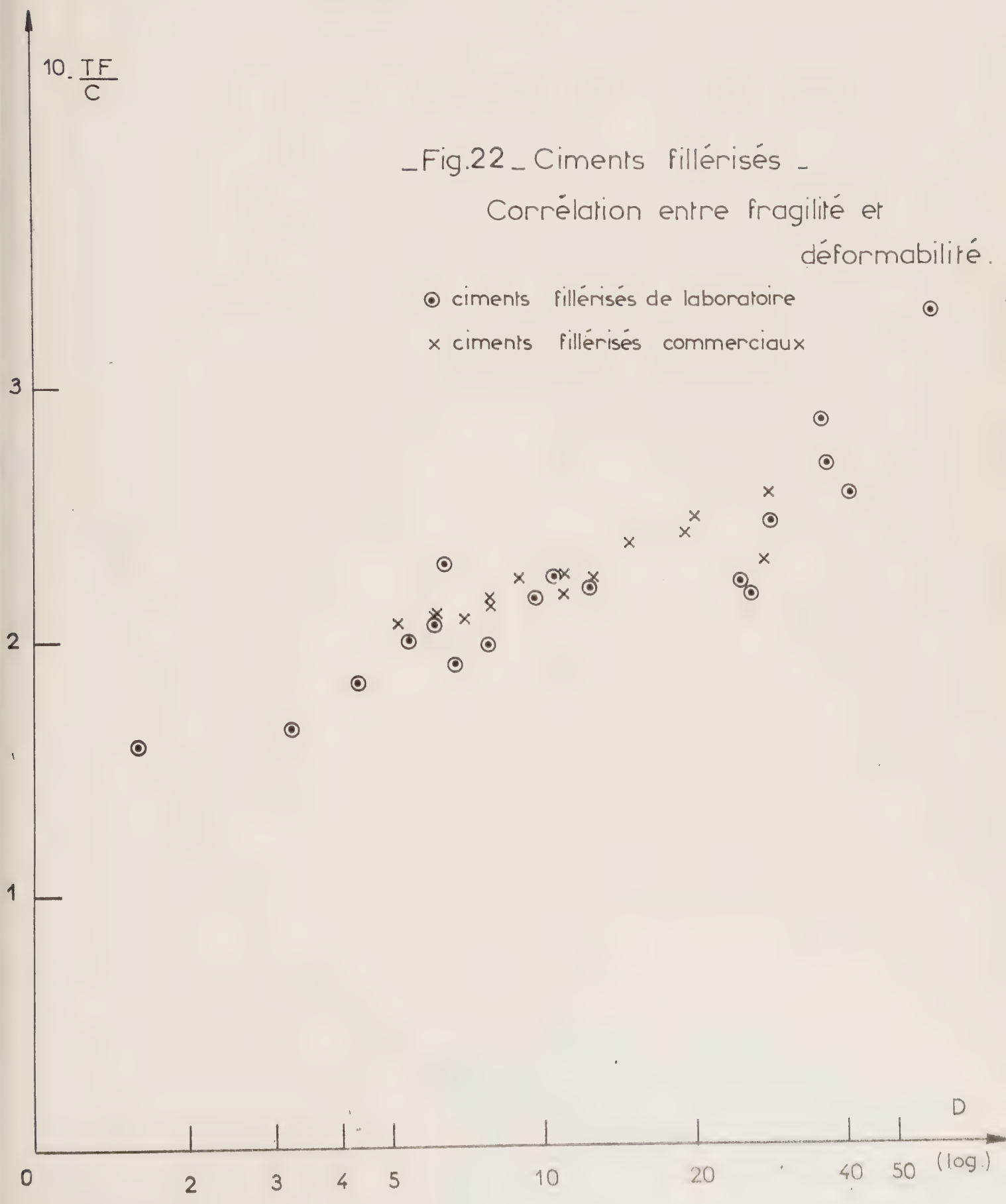


Fig.23 Corrélation entre déformabilité et résistances en compression.

(ciments fillérisés: pâte pure)

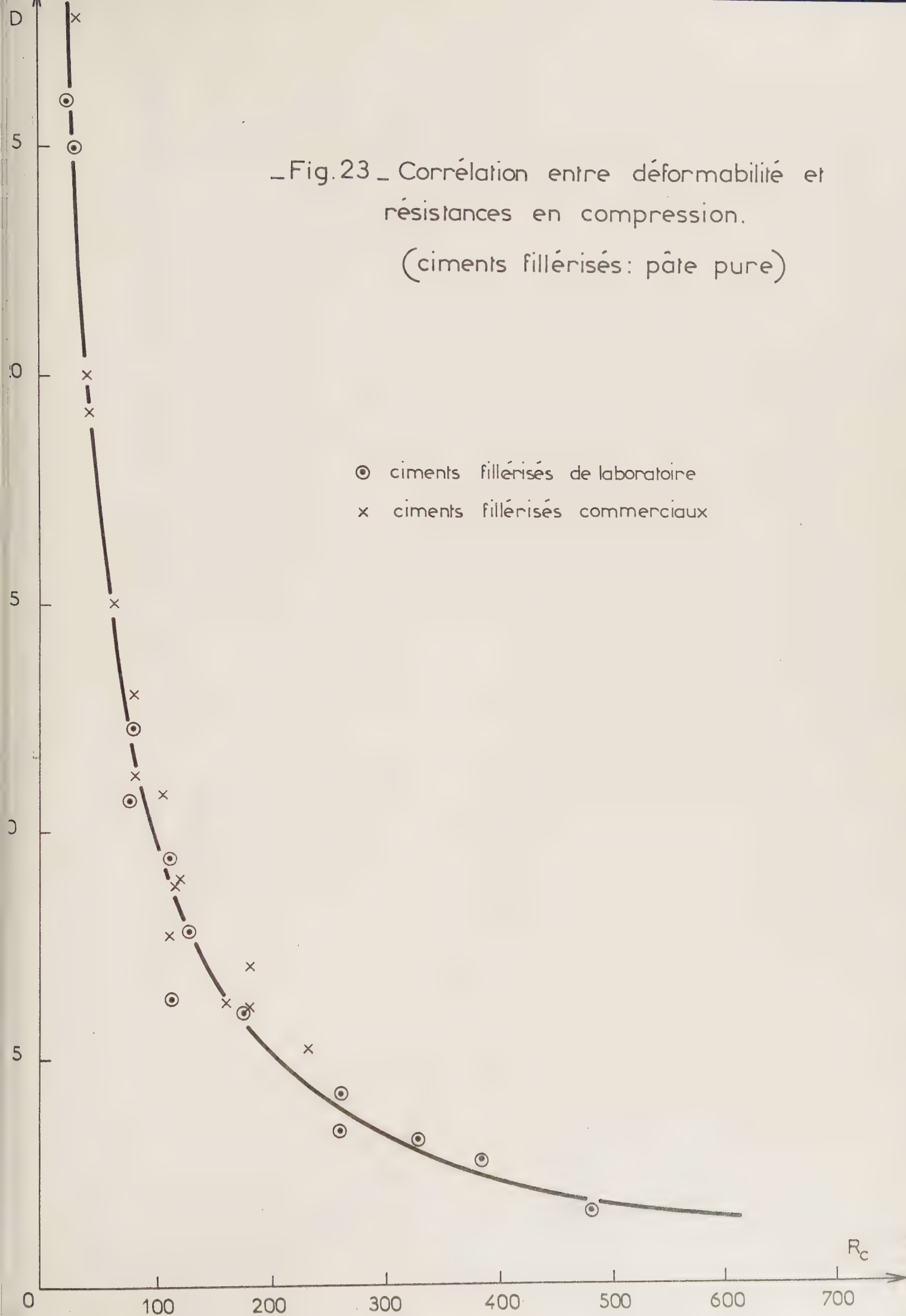
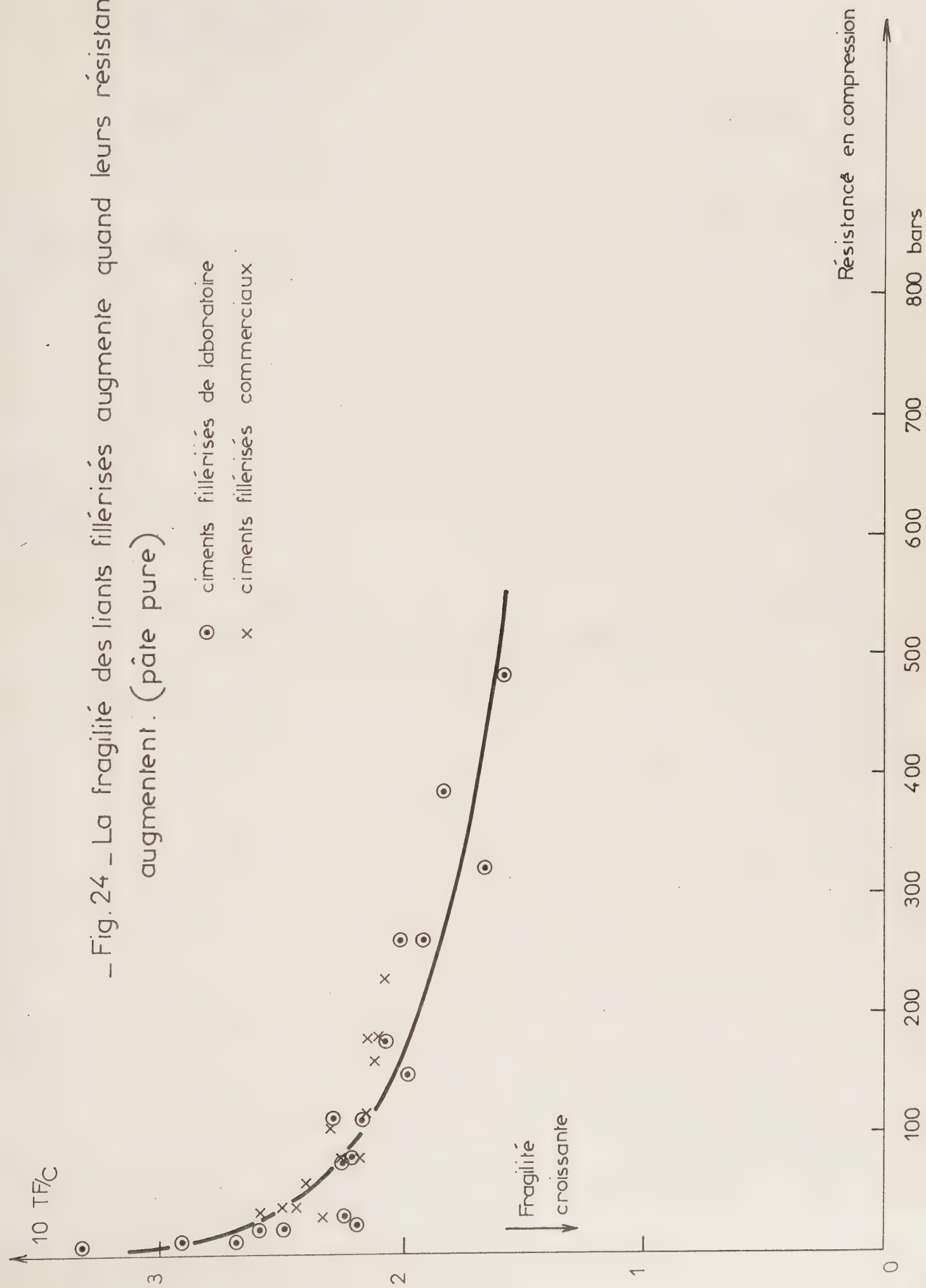


Fig. 24 - La fragilité des liants fillérisés augmente quand leurs résistances augmentent. (pâte pure)



- ⊙ 3000 cm²/g
- Δ 4000 cm²/g
- ⊗ 5000 cm²/g

Fig.25 Influence de la finesse du liant sur la capacité de déformation à la rupture par traction de la pâte pure

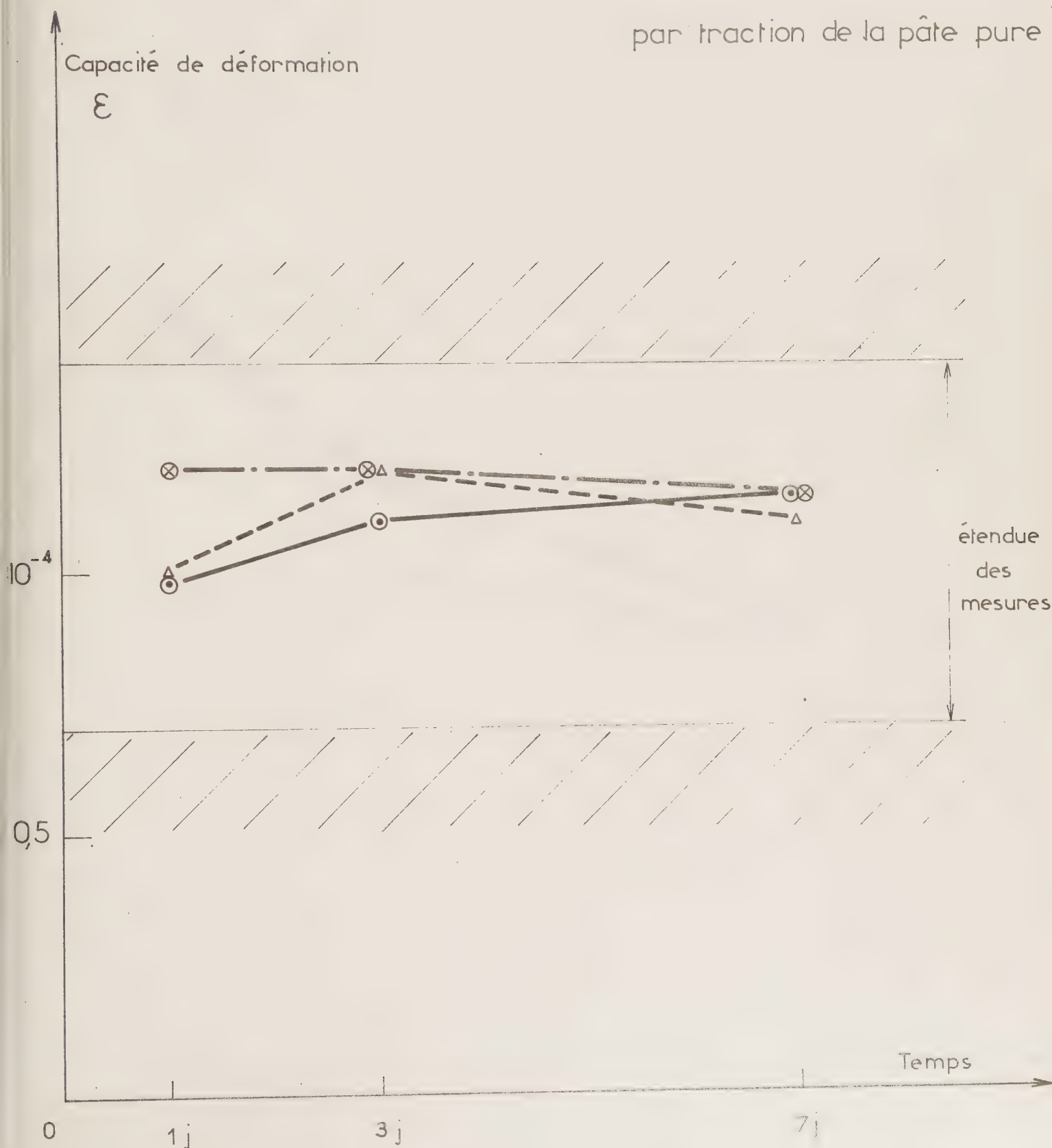
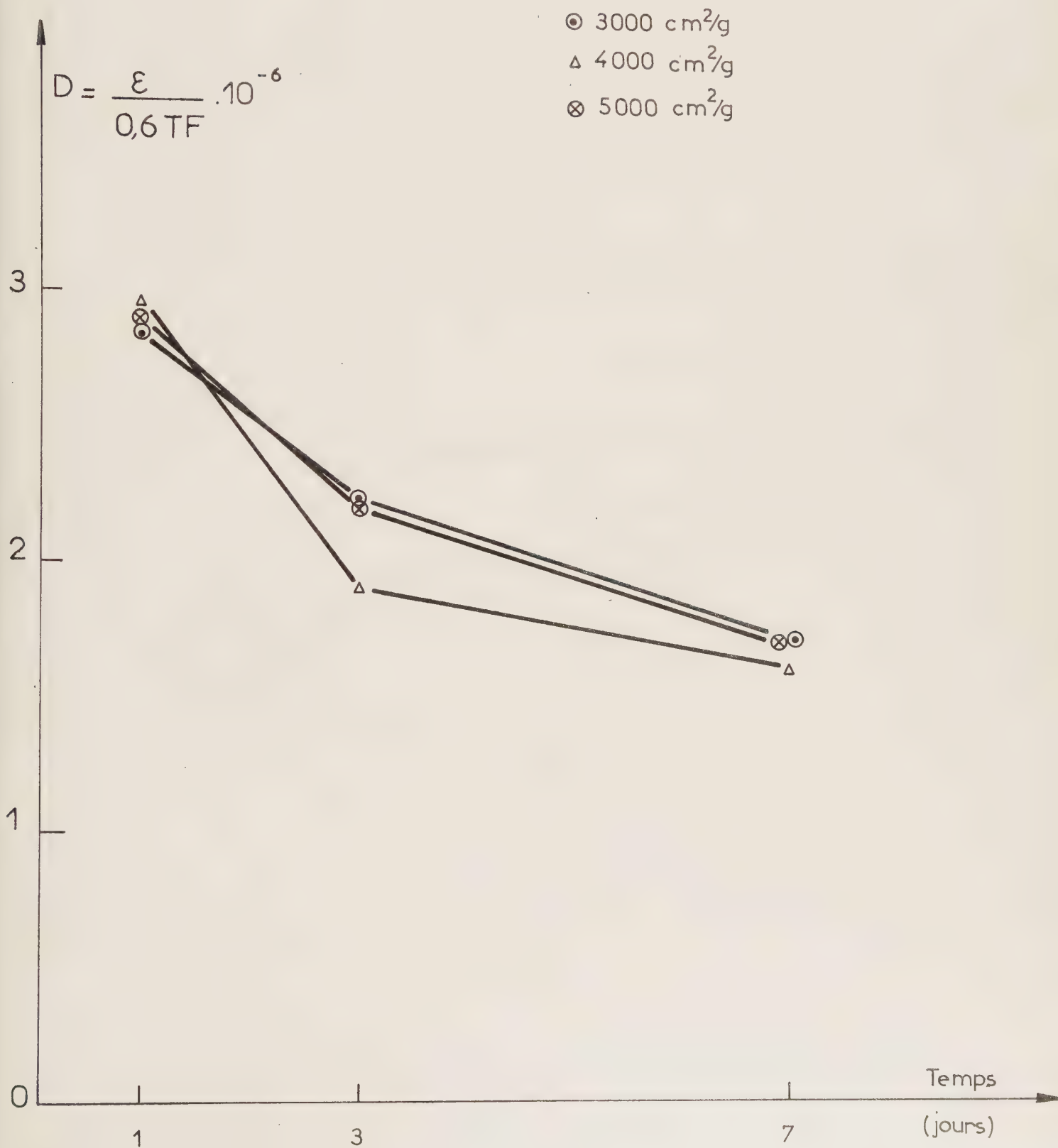


_Fig.26 _ Influence de la finesse sur la déformabilité D de la pate pure .



• 2000 cm²/g

× 2500

⊙ 3000

△ 4000

⊗ 5000

Fig.27 Influence de la finesse du liant sur la capacité de déformation du mortier.

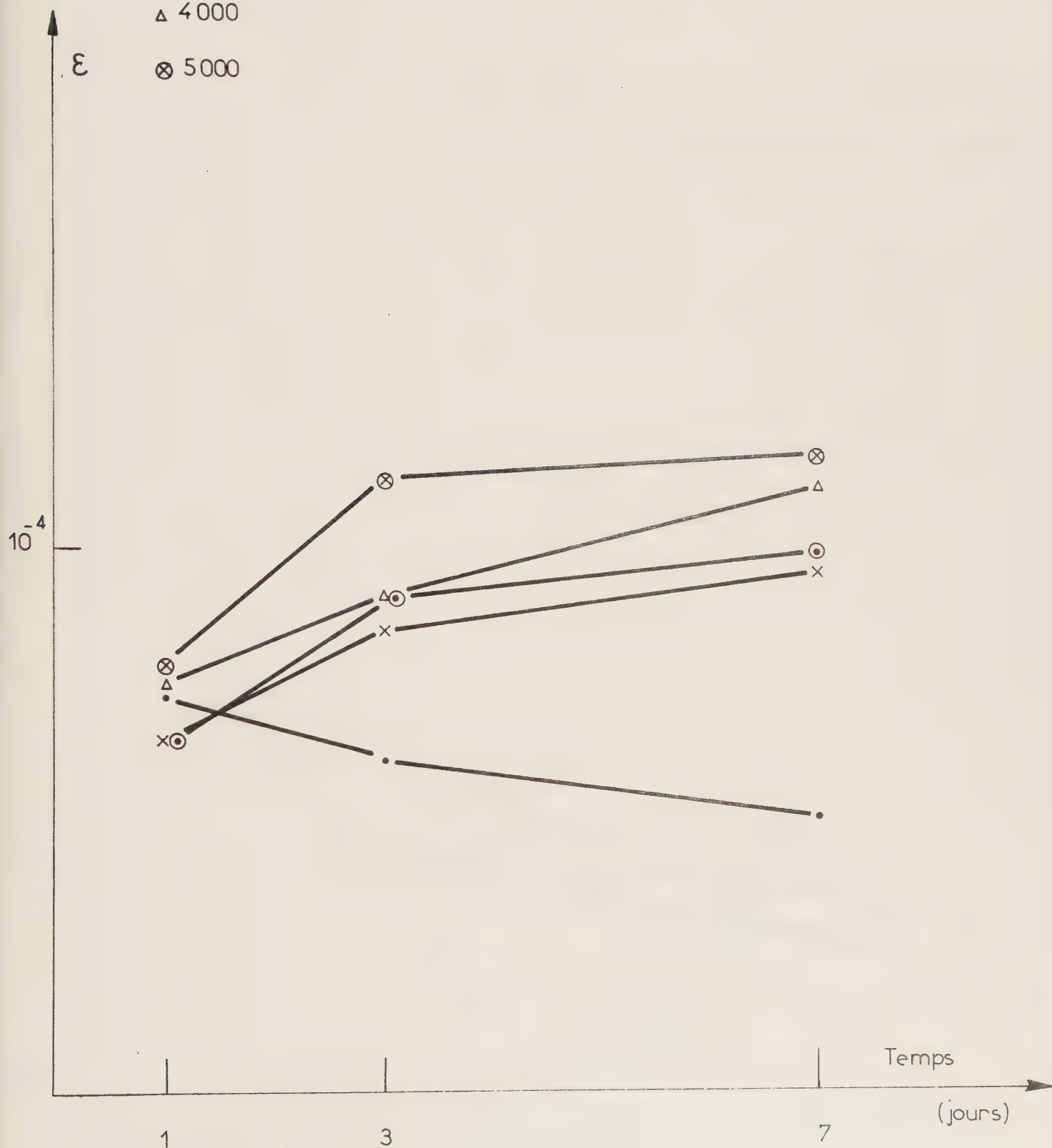
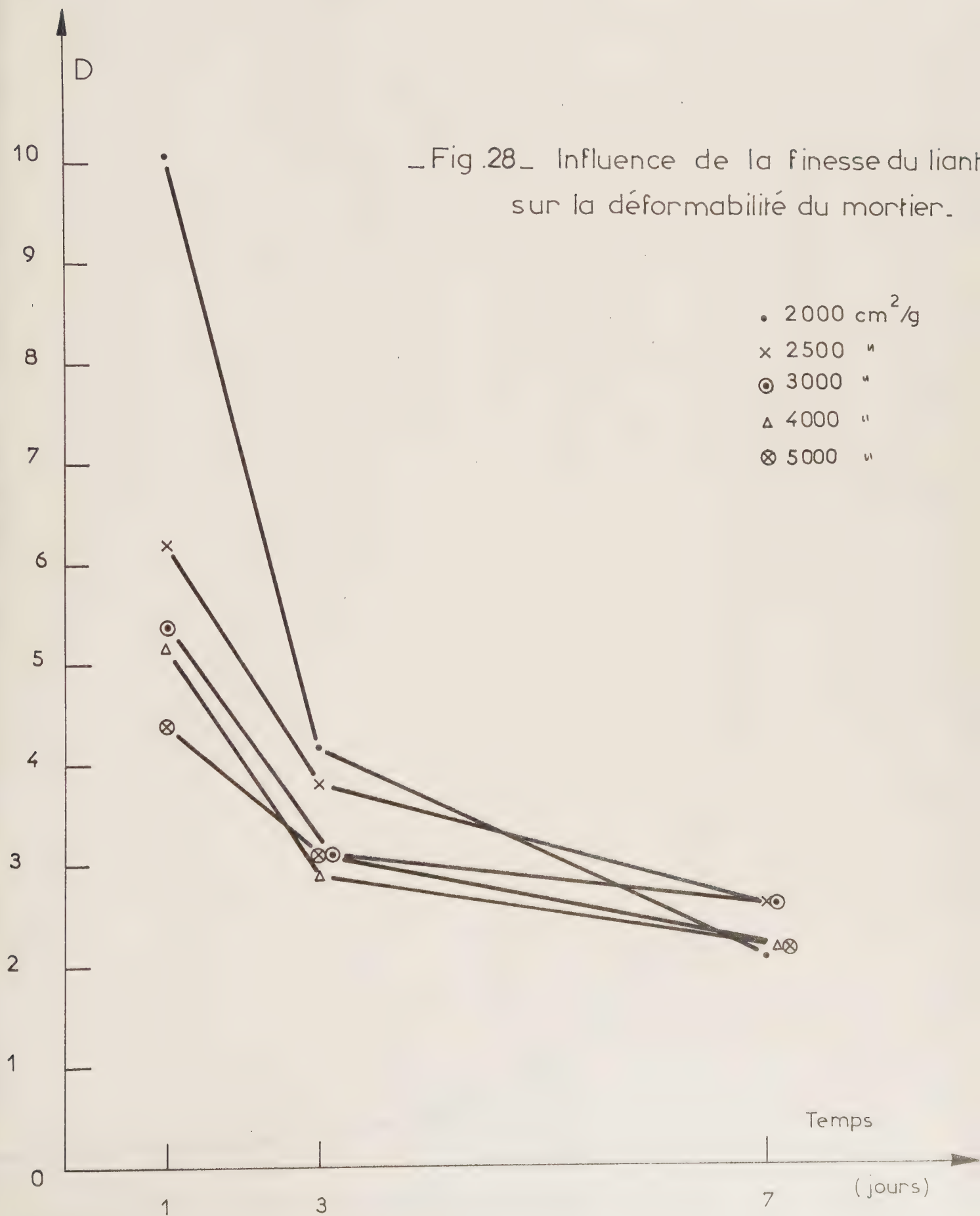


Fig .28 Influence de la finesse du liant
sur la déformabilité du mortier.



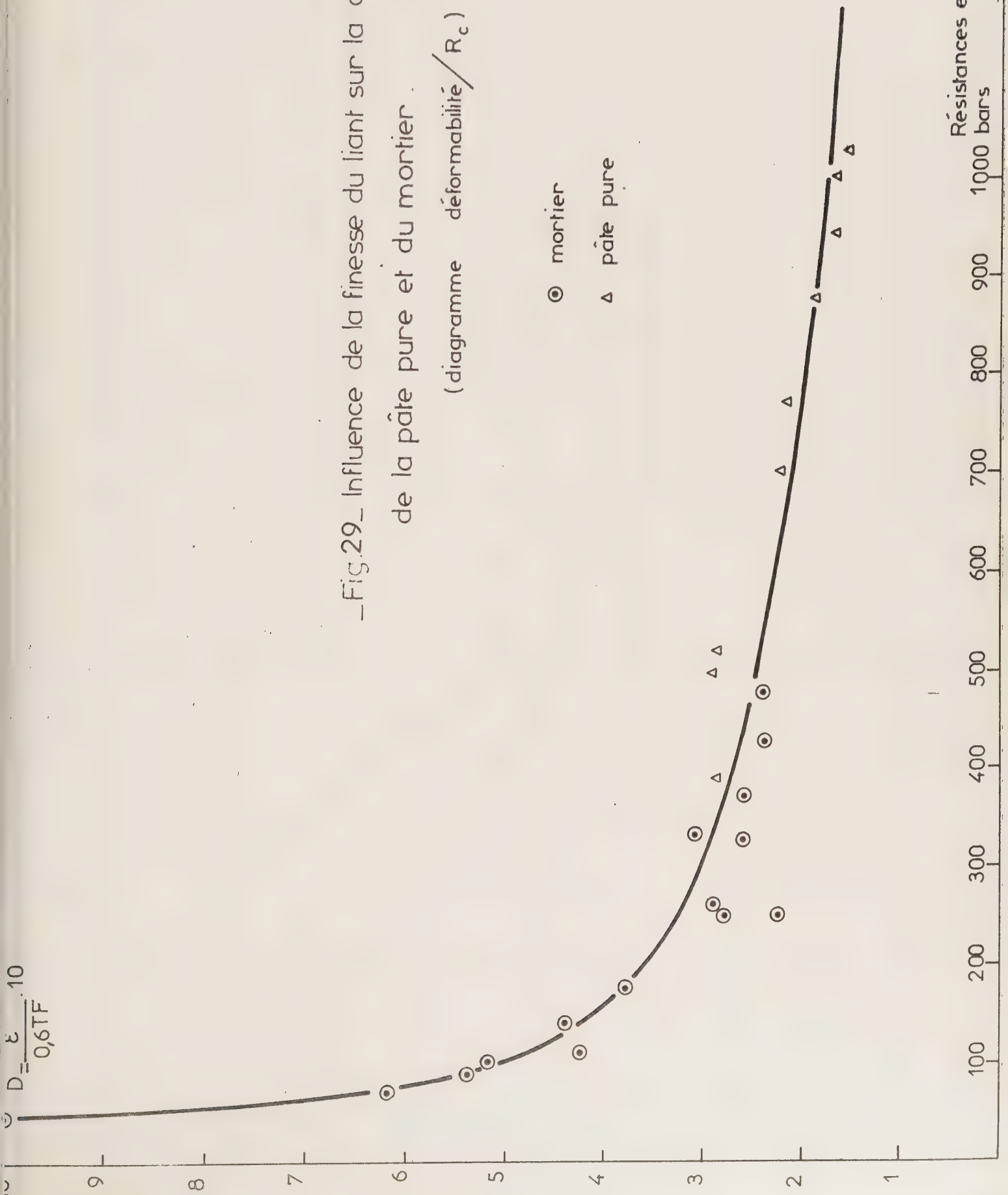
$$D = \frac{\epsilon}{0,6TF} \cdot 10$$

Fig.29_ Influence de la finesse du liant sur la déformabilité
de la pâte pure et du mortier
(diagramme déformabilité / R_c).

⊙ mortier

Δ pâte pure

Résistances en compression R_c
bars



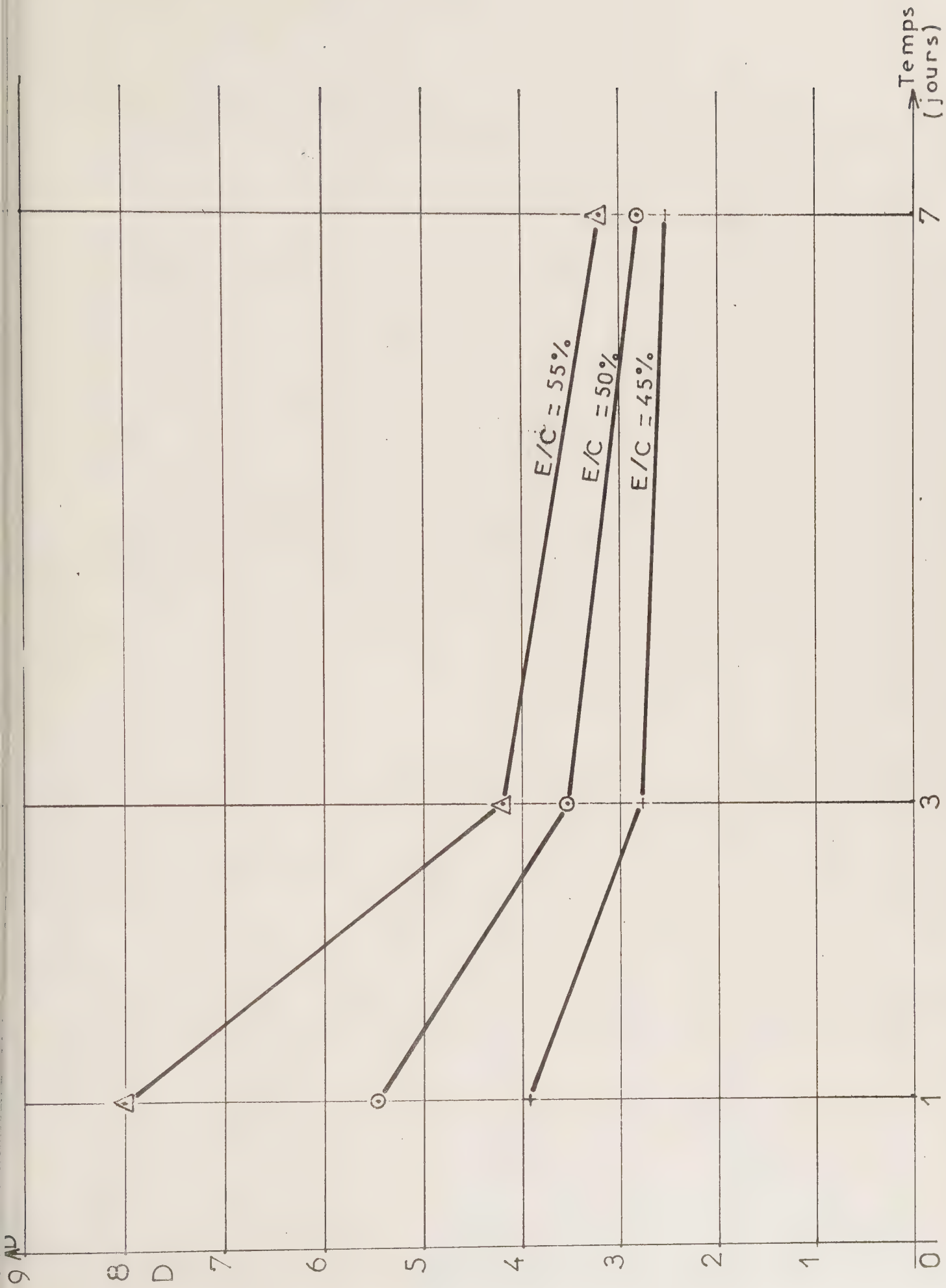
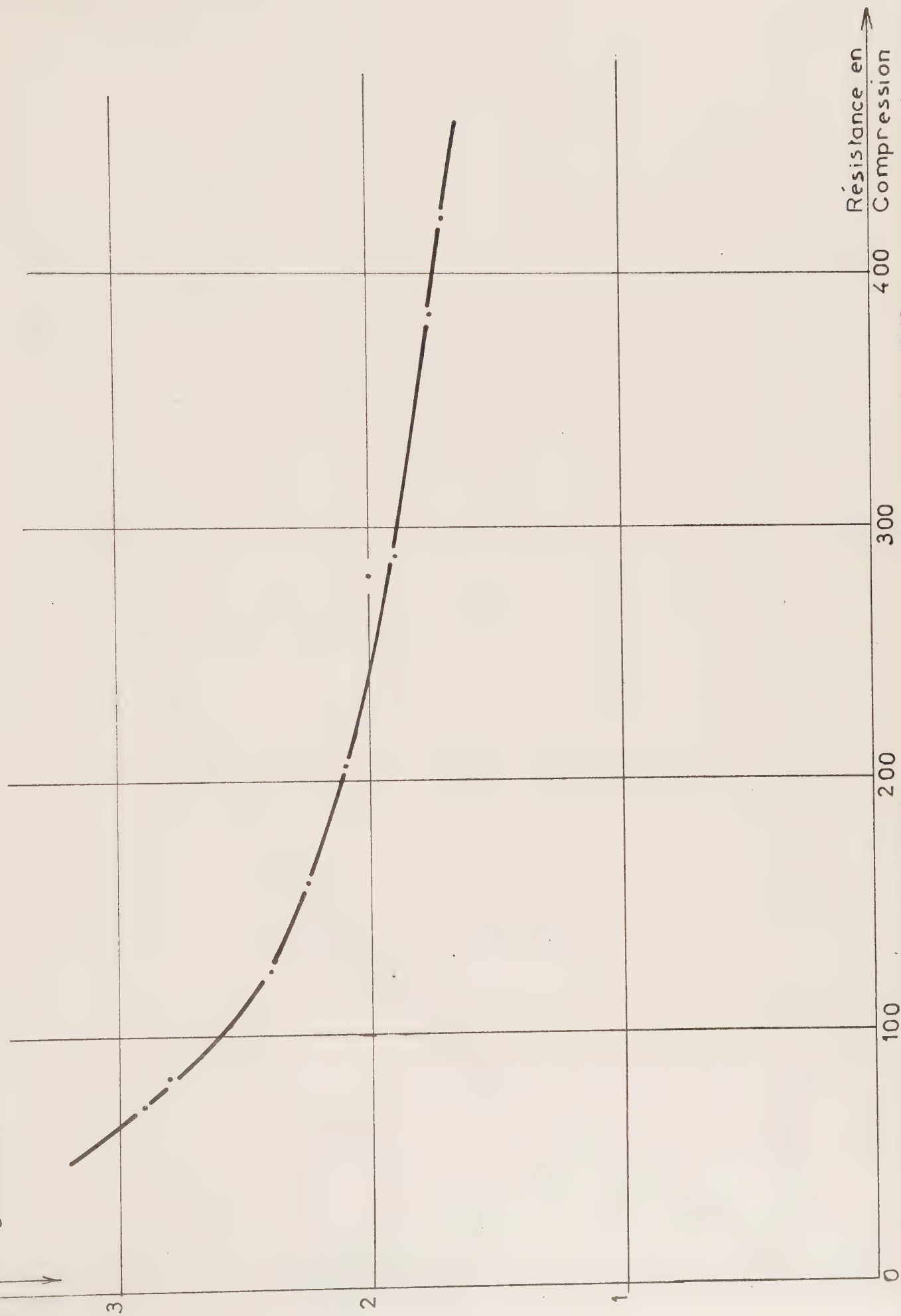


Fig.30 Influence du rapport E/C sur la déformabilité du mortier à différents âges

FIG.31 La fragilité du mortier augmente quand sa résistance

en compression augmente

fragilité croissante



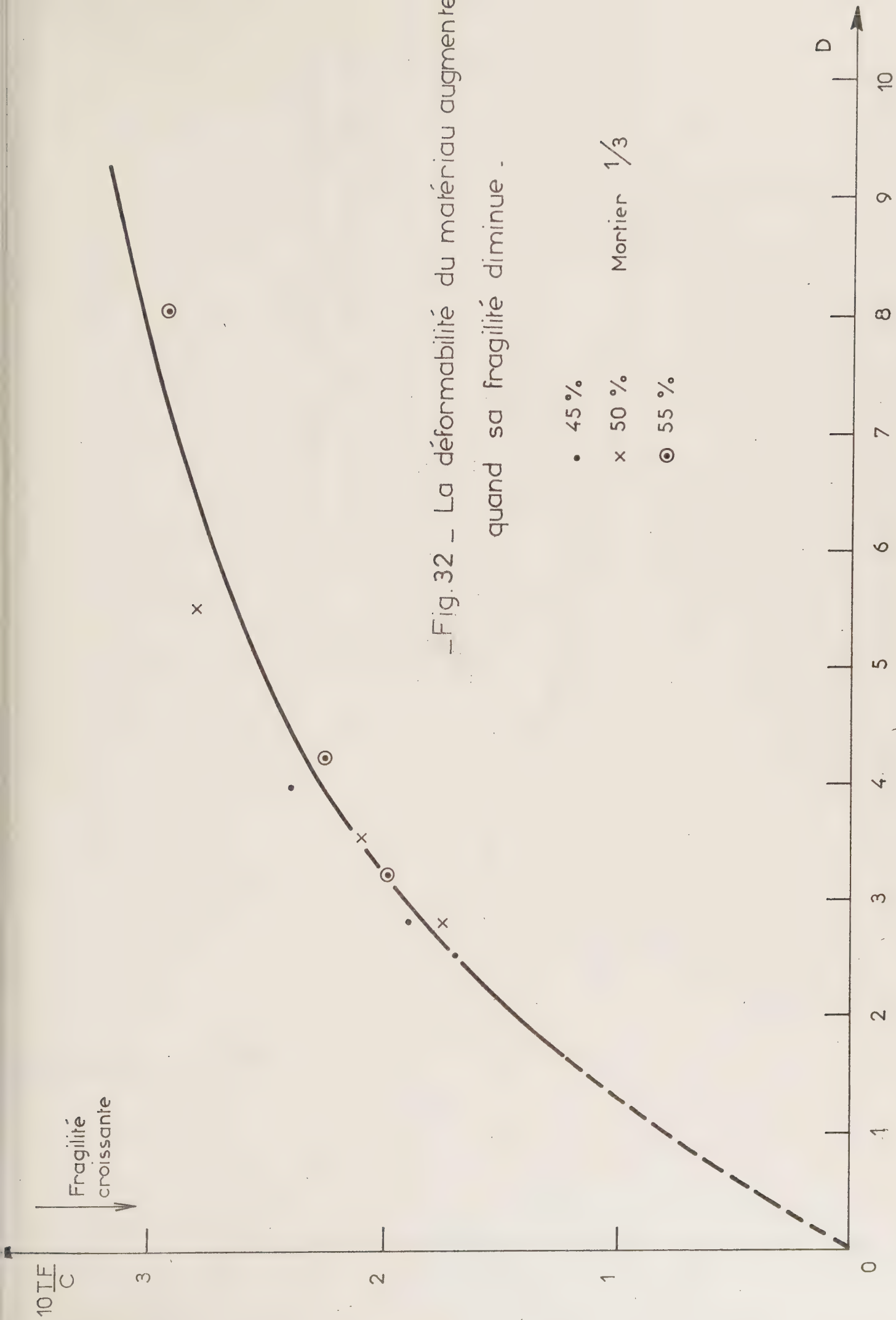


Fig. 32 - La déformabilité du matériau augmente quand sa fragilité diminue.

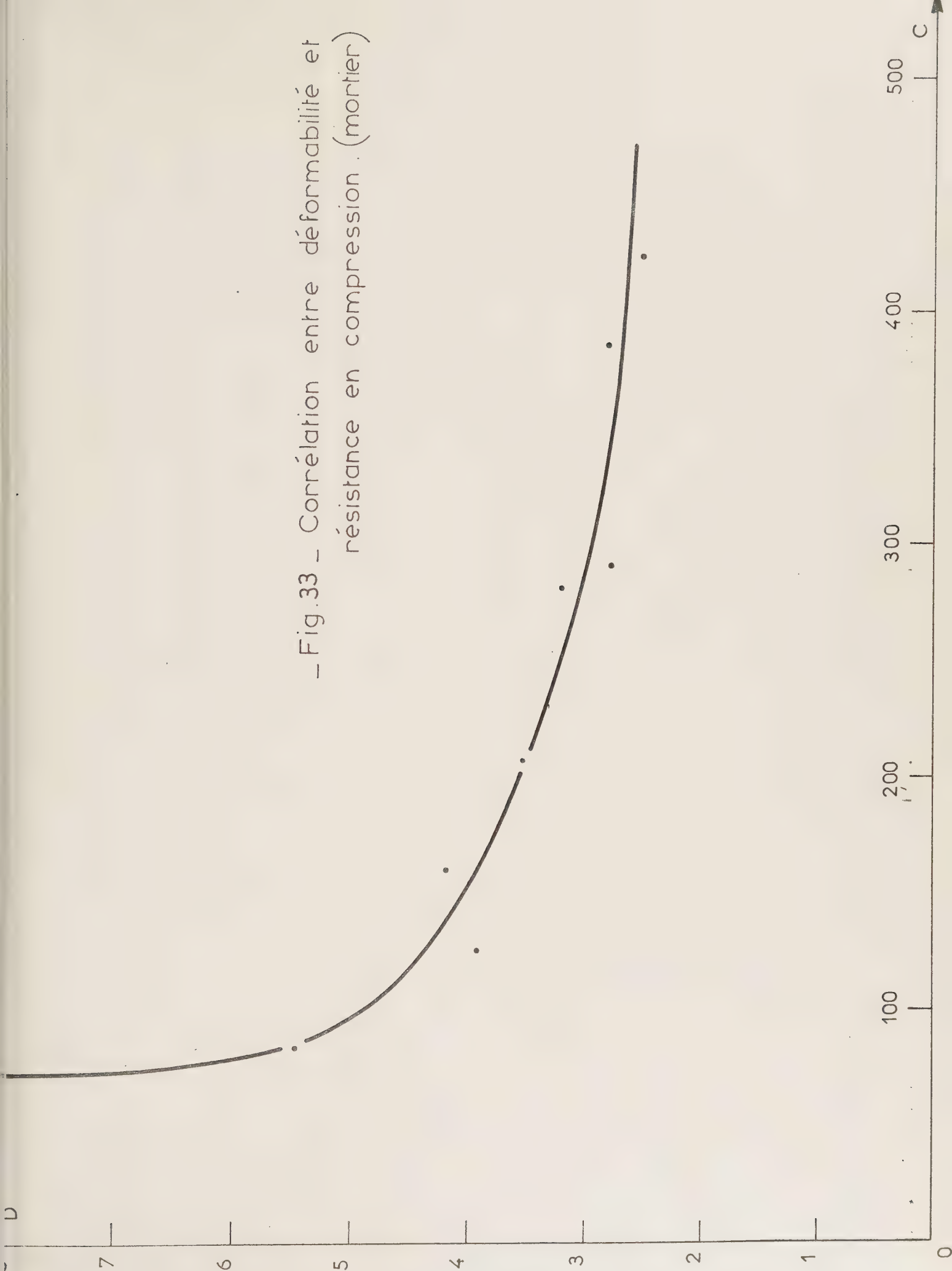


Fig.33 _ Corrélation entre déformabilité et résistance en compression . (mortier)

$10 \frac{I_F}{C}$
Fragilité
croissante

Fig. 34 - La fragilité du microbéton augmente quand sa résistance en compression augmente.



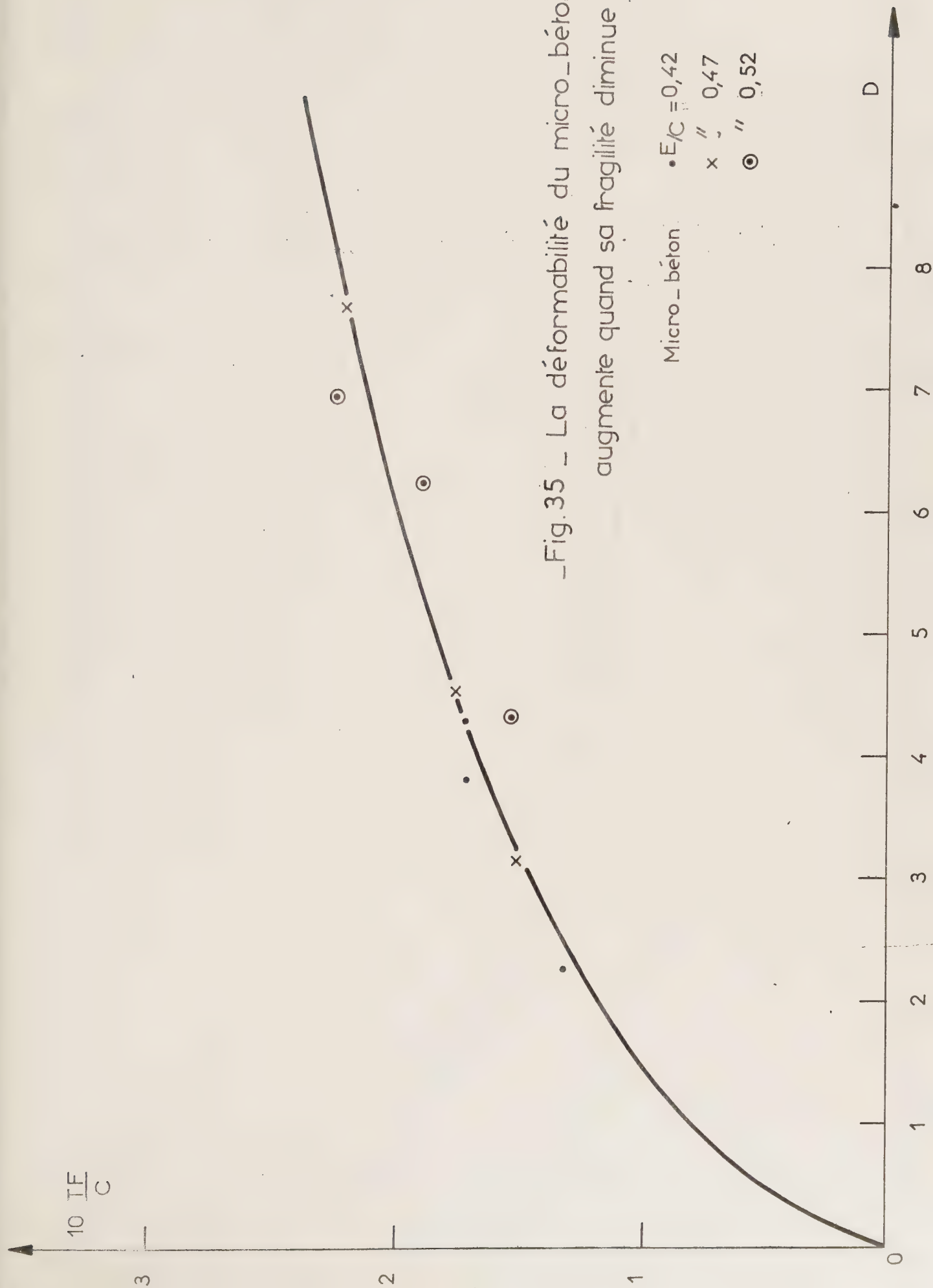


_Fig.35 _ La déformabilité du micro_béton
augmente quand sa fragilité diminue .

Fig. 36 - La fragilité du microbêton augmente quand sa résistance en compression augmente

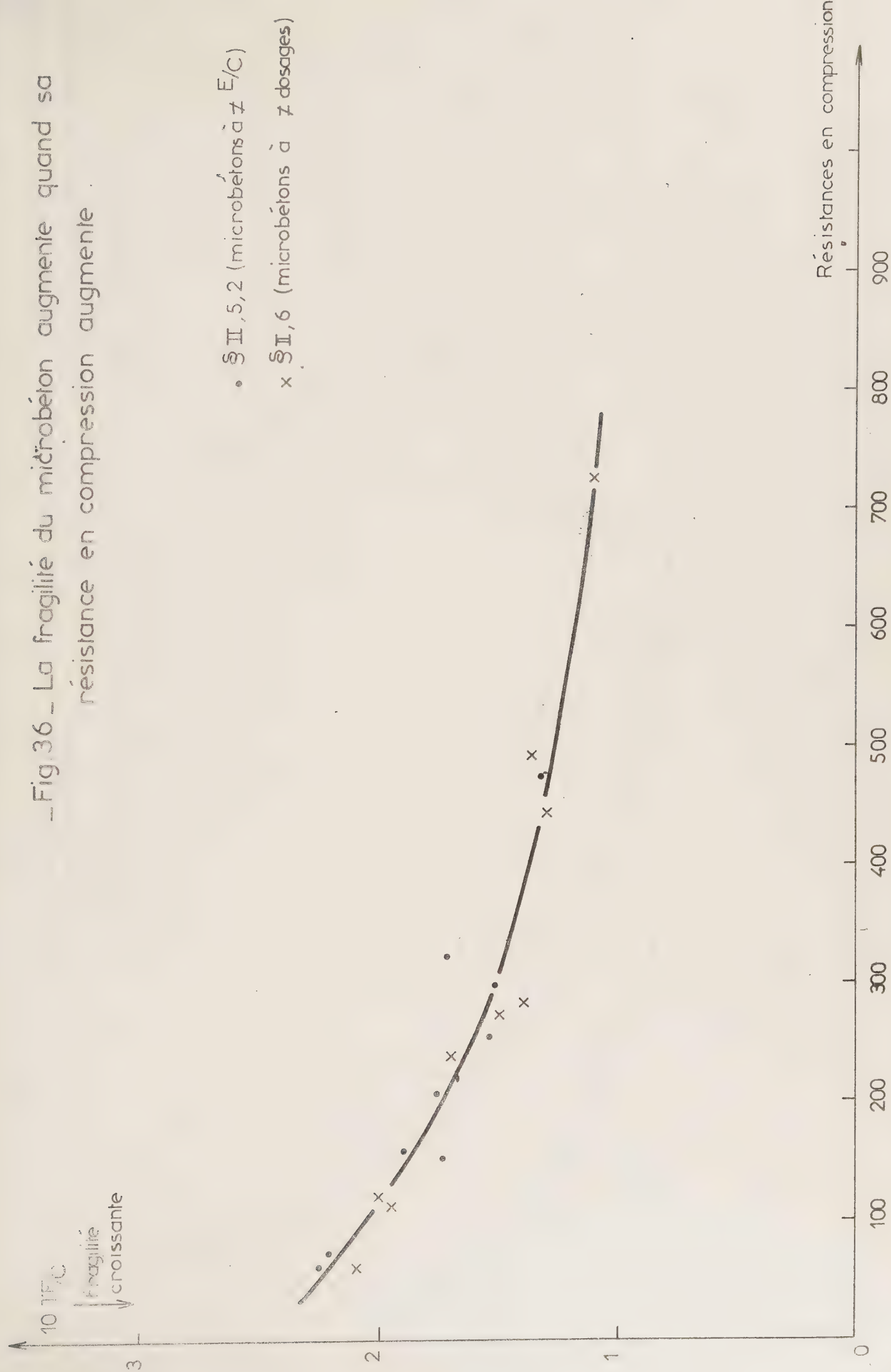
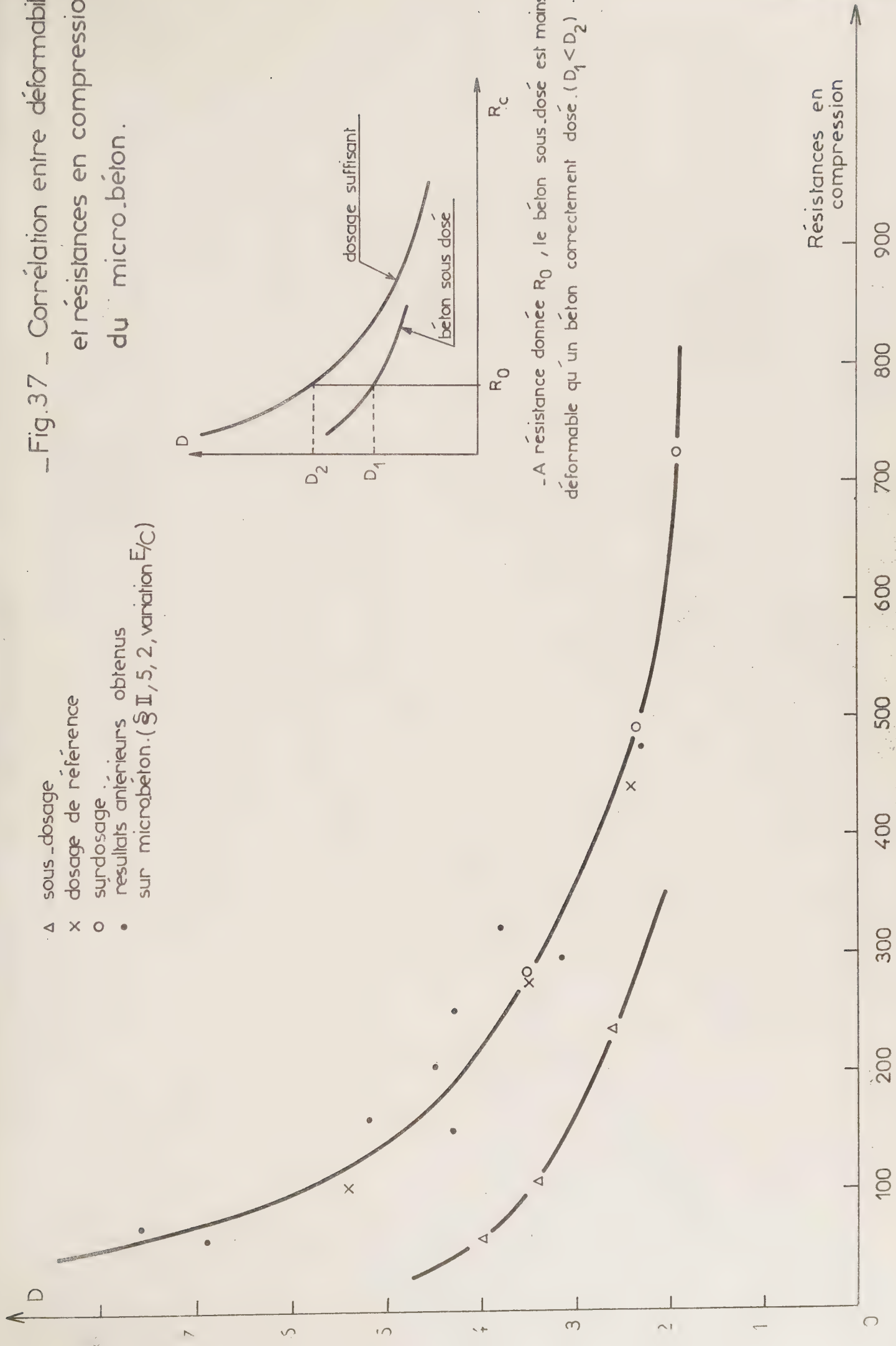


Fig.37 - Corrélation entre déformabilité et résistances en compression du micro-béton.

- Δ sous dosage
- x dosage de référence
- o surdosage
- résultats antérieurs obtenus sur microbéton. (S II, 5, 2, variation E/C)

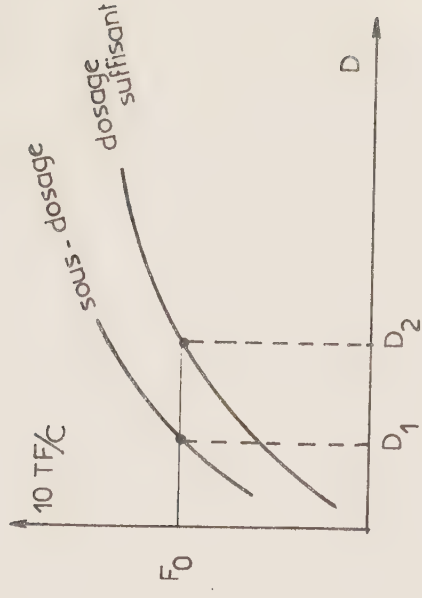


- A résistance donnée R_0 , le béton sous-dosé est moins déformable qu'un béton correctement dosé. ($D_1 < D_2$)

Fig.38 - Corrélation: Fragilité/Déformabilité
du micro_béton.

$10 TF/C$
 Fragilité
 croissante

- Δ sous - dosage
- $\times$ dosage de référence
- $\circ$ surdosage
- $\bullet$ résultats antérieurs obtenus sur microbêton (SII,5,2)



- A fragilité donnée F_0 , le béton sous-dosé est moins déformable qu'un béton correctement dosé. ($D_1 < D_2$).

D

Microbéton 0/8 mm

Fig.39 - Corrélation : Vitesse du son / Résistances en compression.

Microbéton 0/8 mm

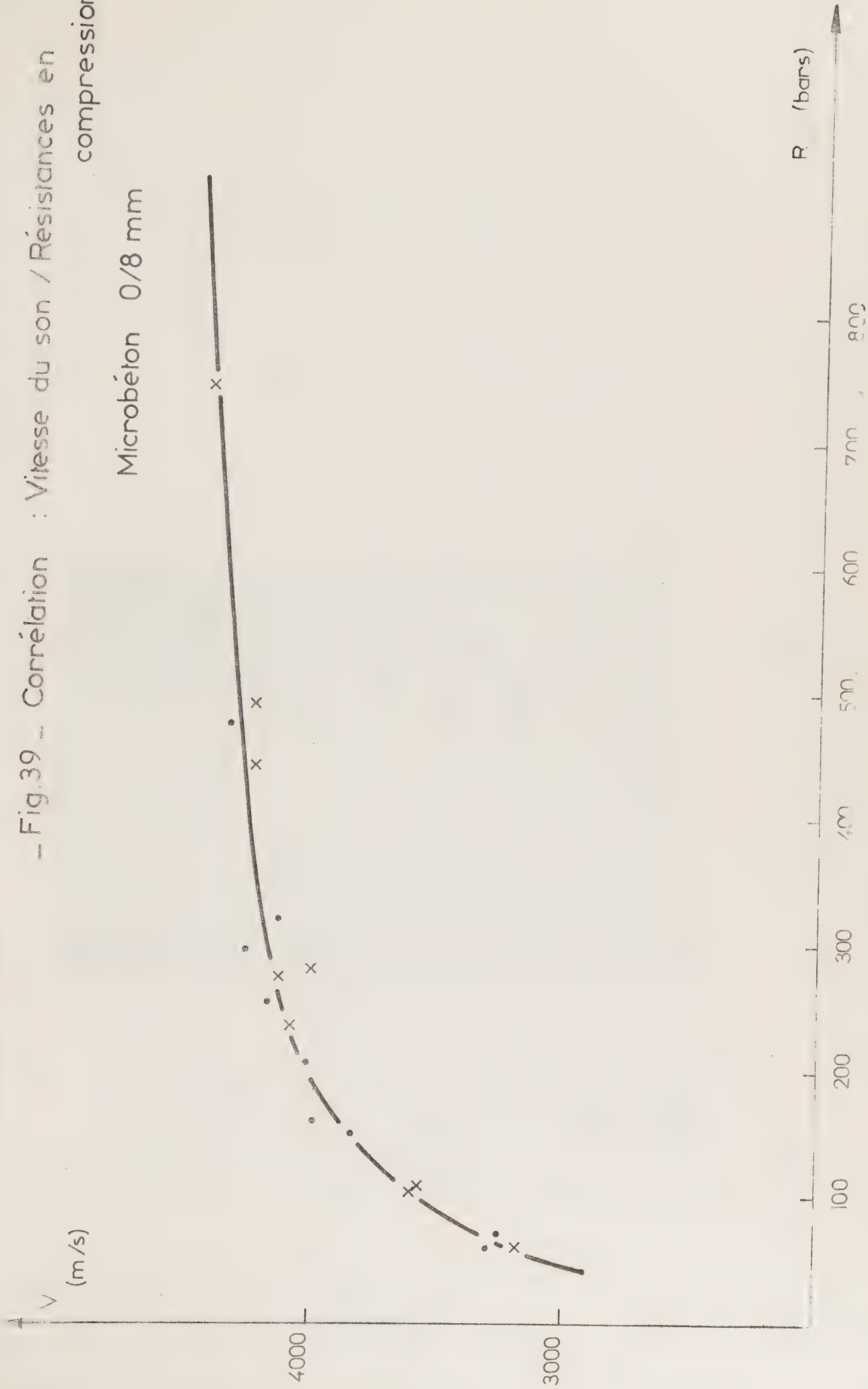




Figure n°40 - Fissure franche.

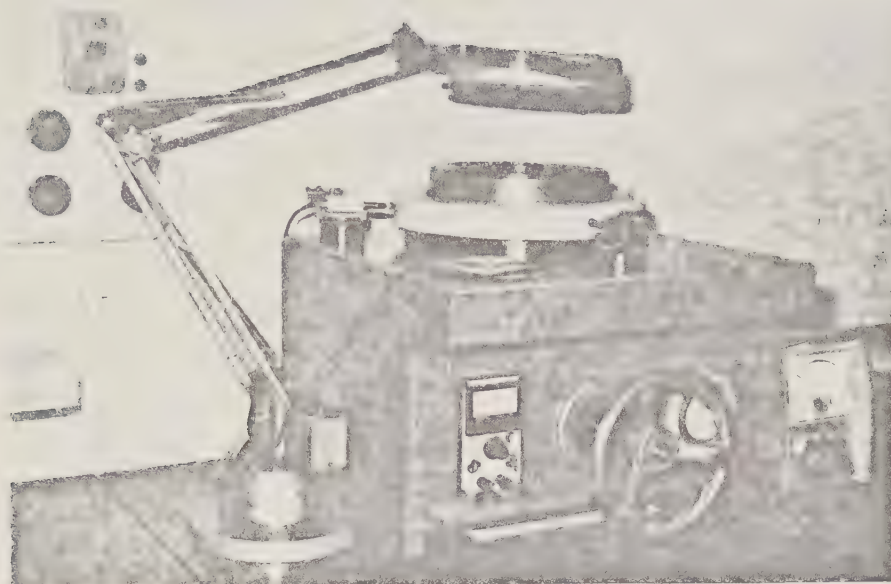


Figure n°41 - Appareillage d'observation des microfissures
aux ultra-violets.
En bas : loupe à éclairage circulaire uniforme.



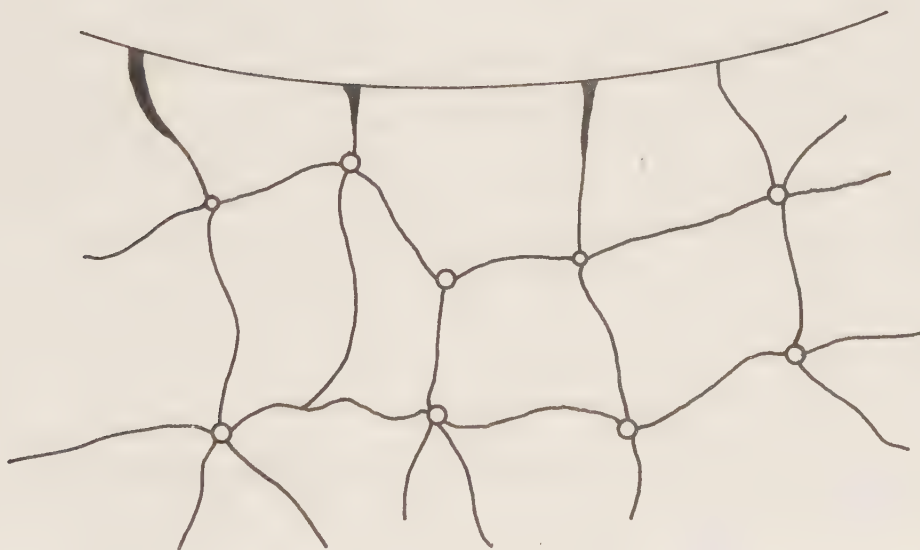
Figure n°42 - Amorces de microfissures avec fissure franche (lumière U.V.).



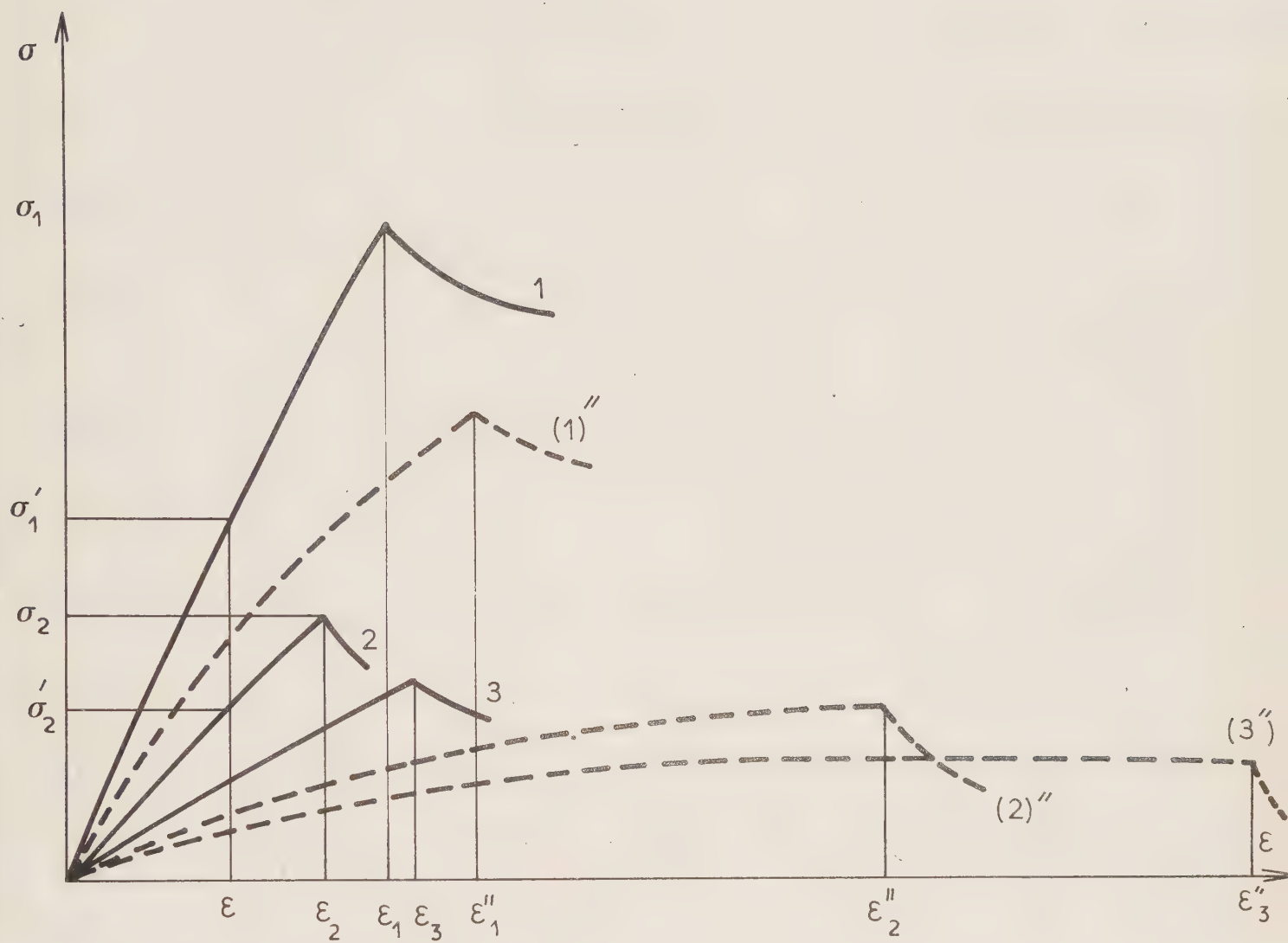
Figure n°43 - Microfissuration en Y (lumière U.V.).



_ Fig.44 _ Microfissuration diffuse d'un liant fortement fillérisé à air occlus.
(lumière U.V.)



_ Fig.45 _ Diffusion des fissures par les bulles d'air occlus.



_ Fig. 46 _ Déformabilité et fluage .

_Fig.47 _ Corrélation entre fluage en traction et
résistances en compression (d'après M.VENUAT)

en pointillés : déformation instantanée sous la
même charge.

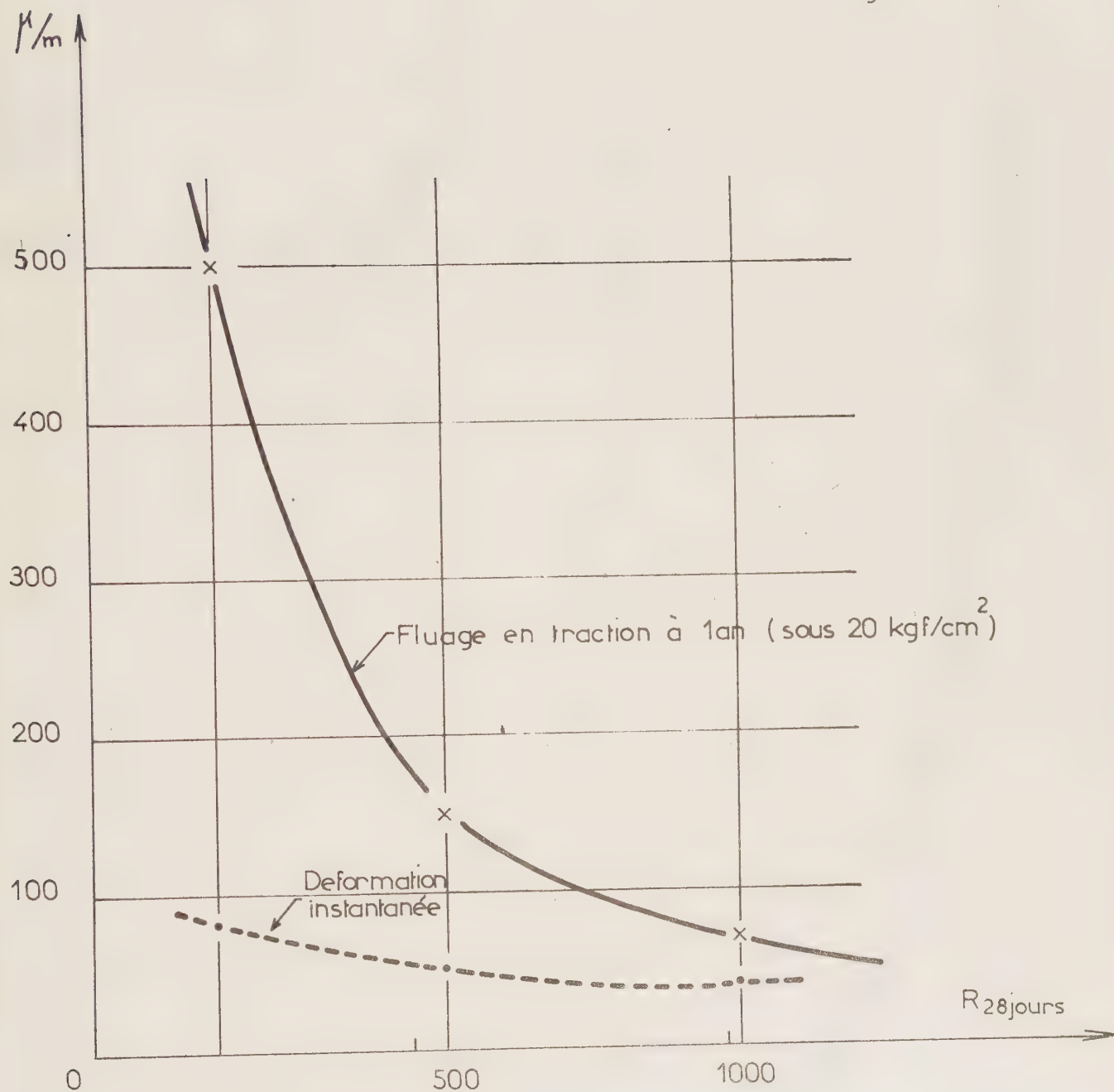
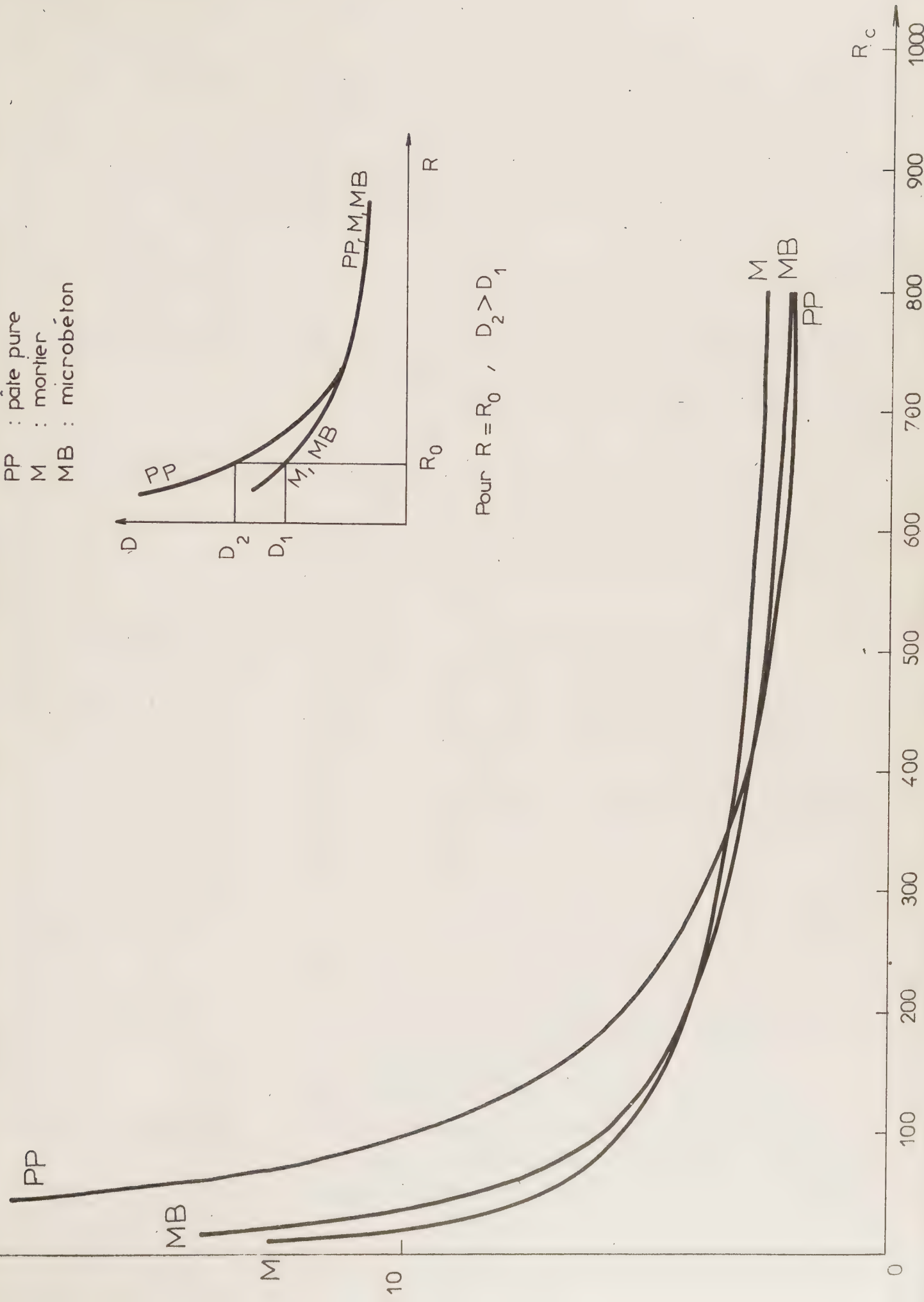


Fig.48 - Corrélation générale : Déformabilités / Résistances mécaniques -

PP : pâte pure
 M : mortier
 MB : microbéton



B I B L I O G R A P H I E

- 1 - R. PELTIER Note sur la définition et la mesure d'une nouvelle caractéristique des ciments : la capacité de déformation à la rupture par traction C.E.R.I.L.H.
- 2 - R. PELTIER Nouveaux essais sur la résistance des bétons à la traction et à la fissuration et sur la flexibilité des dalles en béton (Bruxelles, 8.2.61, ''La Technique des Travaux'', France mars-avril 1961).
- 3 - ILANTZIS Résistance à la traction du mortier (Annales I.T.B.T.P., juillet-août 1960).
- 4 - LEFEVRE Méthode d'essais de fissurabilité du béton (Annales I.T.B.T.P., juillet-août 1960).
- 5 - L. VIRONNAUD Essai de fissurabilité des liants hydrauliques. Contribution à l'expérimentation sur les conditions d'essai. (Annales I.T.B.T.P., mars-avril 1956).
- 6 - H. LAFUMA Retrait et fissuration des ciments, mortiers, bétons. (Annales I.T.B.T.P., décembre 1956).
- 7 - ILANTZIS La résistance en traction et la fissuration des pâtes pures de ciment. (Annales I.T.B.T.P., novembre 1958).
- 8 - V.M. MALHOTRA The determination of the tensile strength of concrete : a comparison of different methods. (Indian Concrete Journal, Vol. 41, nov. 1967).

- 9 - V.M. MALHOTRA et H.M. WOODROOFFE
L'essai à l'anneau. Un nouveau pas vers la détermination de la résistance à la traction des mortiers de ciment.
(Civ. Eng. Public Works Rev. G.B. déc. 1967).
- 10 - MALHOTRA, ZOLDNERS, WOODROOFFE
Ring test for tensile strength of concrete.
(Material Research of standards, jan. 1966).
- 11 - BRACHET ROLLAND (Mme), BARON
La première fissuration d'un béton routier.
(Construction, déc. 1967 et janv. 1968).
- 12 - BRACHET ROLLAND (Mme), S. BRETONNIERE
Etude des dispositifs d'essai de traction annulaire pour matériau moulable.
(Congrès de Stuttgart "Machines d'Essai", mai 1968, Topic IV, Ba 1).
- 13 - KOYANAGI, KOBAYASHI, INOVE, YAMAMOTO
Comparative study of the test methods for determining the tensile strength of cement mortars.
(03 69 C 0262 -CAJ - Review of the 21st General Meeting, mai 1967).
- 14 - Détection des fissures dans les surfaces de béton au moyen de particules fluorescentes.
(Cemento Hormigon, mai 1966).
- 15 - M. LORANT
Recherche sur la résistance à la fissuration des ciments hydrauliques.
(Cement Lime Gravel, G.B., avril 1966).
- 16 - A. JOISEL
Les fissures du ciment. Causes et remèdes.
(Ouvrage édité par la Revue des Matériaux de Construction, 1962).
- 17 - Les fissures - Supplément aux Annales de l'I.T.B.T.P.
(France, mai 1967).

- 18 - M. LORANT Comment réduire la fissuration des routes.
(Cement Lime Gravel, G.B., sept. 1967).
- 19 - J.W. DOUGILL Maquette mathématique pour la fissuration de
la pâte de ciment et des mortiers.
(Mag. Concr. Res., G.B., sept. 1967).
- 20 - J. CALLEJA, F. TRIVINO La fissuration superficielle des pâtes pures
de ciment ; une interprétation.
(R. Cienc. apl. , Espagne, mars-avril 1965).
- 21 - D. RAVINA, R. SHALON Fissuration de retrait plastique.
(J.A.C.I., avril 1968).
- 22 - A. JOISEL Influence des retraits hydraulique et ther-
mique sur la fissuration des bétons.
(Colloque International sur le retrait des
bétons hydrauliques, Madrid, 20-22 mars 1968
(N-B) RILEM/CEMBUREAU, Espagne, mai 1968).
- 23 - R. PELTIER Prospective de l'utilisation des ciments dans
les ouvrages d'art.
(Annales de l'I.T.B.T.P., juillet-août 1968).
- 24 - M. CHAMPION, C. VEDRINE Appréciation de la fissurabilité des bétons
routiers. Un appareillage pour essais en labo-
ratoire et sur chantier réalisé par le Labora-
toire Régional de Blois.
(Bull. Liaison Lab. Routiers Ponts et Chaussées
France, novembre-décembre 1967).
- 25 - R. BERISSI Mesure du temps de fissurabilité des ciments.
(Bull. Liaison Lab. Routiers Ponts et Chaussées
France, juin-juillet 1968).
- 26 - S.P. SHAH, S. CHANDRA Contrainte critique, variation de volume et
microfissuration du béton.
(J.A.C.I., sept. 1968).

- 27 - O. PFEFFERMANN Les fissures dans les constructions, conséquence de phénomènes physiques naturels.
(Annales de l'I.T.B.T.P., octobre 1968).
- 28 - R.E. PHILLEO Causes, mécanisme et contrôle de la fissuration du béton.
(American Concrete Institute, ACI Commite 224, 1968).
- 29 - G.M. STURMAN Microfissuration et comportement structural du béton non armé.
(Thèse publiée par University Microfilms, Ltd, High Wycomb, G.B., 1963).
- 30 - R. JONES Fissuration et rupture des éprouvettes d'essai en béton sous charge uniaxiale quasi statique.
(Cement and Concrete Association, 1968, Session C).
- 31 - F. MOAVENZADEH, Th.W. BREMNER Fracture du béton de ciment portland.
(Internat. Conf. on Structure, Solid Mechanics, and Engng Design in Civ. Engng Materials, University of Southampton, G.B., 21-25 avril 69).
- 32 - M. RAVERDY Un perfectionnement pour l'essai de fissurabilité.
(B.L.R.P.C., France, juillet-août 1969).
- 33 - J. MELOT Appareil pour l'essai de fissurabilité des ciments.
(B.L.R.P.C., France, mai-juin 1969).
- 34 - K. KATO Modèles de fissuration dans le béton ordinaire normal.
(CAJ-Review of the twenty-second general meeting, Jap., mai 1968).
- 35 - M. KAWAMURA Les tensions du retrait dans le béton comme matière visco-élastique.
(J.A.C.I., U.S.A., décembre 1969).

- 36 - J. BARON, BRACHET ROLLAND (Mme), J.C. PIDOUX
Choix des ciments pour diminuer le risque de fissuration des revêtements en béton.
(Ier Symposium Européen sur les Revêtements bétonnés, Paris, 2-4 juillet 1969, CEMBUREAU).
- 37 - S. POPOVICS
Mécanisme de rupture dans le béton : qu'en savons-nous ?
(J. Engng Mechanics Division, Proceed, Amer. Soc. Civ. Engrs, U.S.A., juin 1969).
- 38 - D. RAVINA
Le mécanisme de la fissuration plastique du béton.
(Résumé de la thèse de doctorat soumise au Sénat de Technion-Israel Inst. of Technology à Haifa) (Doc. CERILH H. 227).
- 39 - Fissures imputables à la température.
(Bulletin du Ciment, Suisse, février 1969).
- 40 - P.S. THEOCARIS, T. KOUFOPOULOS
Analyse photo-élastique de la fissuration au retrait du béton.
(M.C.R., G.B., mars 1969).
- 41 - J. GLUCKLICH
L'effet de la microfissuration sur les déformations en fonction du temps et la résistance à long terme du béton.
(Cement and Concrete Association, Londres, 1968, Session D) (CERILH D 36).
- 42 - J.P. SHAH, F.O. SLATE
Microfissuration, adhérence mortier-granulat et courbe contrainte-déformation du béton.
(Cement and Concrete Association, Londres, 1968, Session D) (CERILH D 36).
- 43 - B.L. MEYERS, F.O. SLATE, G. WINTER
Relation entre la déformation due au temps et la microfissuration du béton ordinaire.
(J.A.C.I., U.S.A., janvier 1969).

- 44 - T. TOKI, I. TANAKA, H. KAJINO
Etudes de la fissuration des mortiers d'enduits
sur la contrainte de retrait des mortiers d'en-
duit (jap.).
(J.R.O.C.C., Japon, décembre 1968).
- 45 - Fissures de retrait se formant avant la fin de prise.
(Bulletin du Ciment, Suisse, novembre 1968).
- 46 - R. TSUKAYAMA, A. MIYOSHI, K. MATSUNAKA, H. MIYAJI
Retrait de séchage et son effet sur la résis-
tance du béton en utilisant de nombreux ciments
(ang.).
(CAJ-Review of the 23d General Meeting,
Technical Session, Japon, mai 1969).
- 47 - G.V. MARCJUKAJTIS
Sur la méthode d'appréciation de la résis-
tance des bétons à la fissuration due au re-
trait.
(B.Z.B., U.R.S.S., novembre 1969) (Trad. CRIC
322).
- 48 - R.L. MAILJAN
Méthode d'essai et de détermination de la ré-
sistance des bétons à la fissuration de re-
trait.
(B.Z.B., U.R.S.S., août 1968) (Trad. CRIC 321).
- 49 - V.M. MALHOTRA
Anneaux en béton pour déterminer la résistance
à la traction du béton.
(J.A.C.I., U.S.A., avril 1970).
- 50 - R. PELTIER
La fissurabilité des bétons.
(Annales de l'I.T.B.T.P., décembre 1970).
- 51 - B. MAYFIELD
Un nouvel essai de résistance à la traction
du béton, ou un nouvel essai de contrôle
(M.C.R., G.B., juin 1970).
- 52 - G.B. WELCH, B. HAISMAN
L'application du mécanisme de la rupture au
béton et mesure de la résilience.
(RILEM, Matériaux et Construction, mai-juin
1969).

- 53 - I. FACAOARU, M. TANNENBAUM, G. STANCULESCU
Studies on the deformation and cracking of
concrete under uniaxial stress fields.
(Publication n°61 de l'INCERC, Bucarest,
Roumanie).
- 54 - C.E. LAJOS BERES Relationship of deformational processes and
structure changes in concrete.
(Hungarian Institute for Building Science,
Budapest, Hongrie).
- 55 - C.J. DUPUY, J. FARRAN, G. GARNIER, J.C. MASO
Influence de la nature minéralogique des gra-
nulats sur les déformations des mortiers.
(Revue des Matériaux de Construction, 1970,
n° 659-660).
- 56 - R. PELTIER Note sommaire sur les nouvelles graves-ciment.
(7 octobre 1970, CERILH).
- 57 - R. PELTIER Note sur les divers emplois possibles du ci-
ment en technique routière et sur les carac-
téristiques souhaitables des ciments fillérisés
(13 janvier 1971, CERILH).
- 58 - R. PELTIER Le traitement des graves routières aux ciments
fillérisés.
(Le Moniteur, 27 février 1971).
- 59 - M. VENUAT, J. ALEXANDRE
Recherches sur les ciments fillérisés pour
graves-ciment.
(Révue Générale des Routes, n°472, janv. 1972).

UNIVERSITE de PARIS VI

II, Quai Saint Bernard - Paris 5

SERVICE DE LA SCOLARITE

Bureau des Enseignements du 3e Cycle

tél. 336.25.25 et 325.12.21

PERMIS D'IMPRIMER

DOCTORAT : DOCTEUR INGENIEUR

THESE DE

NOM : Monsieur ALEXANDRE

Prénoms : Jacques

né le 28 novembre 1937 à MONTPELLIER Dép^t : Hérault

1ère THESE : LE DILATOMETRE ANNULAIRE. ETUDE DE LA DEFORMABILITE A LA TRACTION DES CEMENTS, MORTIERS, BETONS.

2e THESE (Propositions faites par l'Université) : LA CARBONATATION DES CEMENTS, MORTIERS, BETONS.

PRESIDENT : M. SIESTRUNCK

EXAMINATEURS : M. VICHNIEVSKY
M. PELTIER

Vu et Approuvé

PARIS, le 5 juillet 1972

Le Président

de l'Université de PARIS VI

